Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale" n. 214 del 14 agosto 1976

Spedizione in abbonamento postale - Gruppo I

GAZZETTA UFFICIALE

DELLA REPUBBLICA ITALIANA

PARTE PRIMA | Roma - Sabato, 14 agosto 1976 | SI PUBBLICA TUTTI I GIORNI MENO I FESTIVI

DIREZIONE E REDAZIONE PRESSO IL MINISTERO DI GRAZIA E GIUSTIZIA - UFFICIO PUBBLICAZIONE DELLE LEGGI E DECRETI - TELEFONO 6540139
AMMINISTRAZIONE PRESSO L'ISTITUTO POLIGRAFICO DELLO STATO - LIBRERIA DELLO STATO - PIAZZA GIUSEPPE VERDI, 10 - 00100 ROMA - CENTRALINO 8508

DECRETO MINISTERIALE 16 giugno 1976.

Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

LEGGI E DECRETI

DECRETO MINISTERIALE 16 giugno 1976.

Norme tecniche per la esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

IL MINISTRO PER I LAVORI PUBBLICI

Vista la legge 5 novembre 1971, n. 1086, pubblicata nella *Gazzetta Ufficiale* n. 321 del 21 dicembre 1971, recante norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;

Visto il decreto ministeriale 30 maggio 1974;

Ritenuto che, ai sensi dell'art. 21 della citata legge 5 novembre 1971, n. 1086, devono essere rielaborate le norme tecniche alle quali devono uniformarsi le costruzioni di cui alla legge medesima;

Visto il testo delle norme tecniche predisposte dal servizio tecnico centrale;

Sentito il Consiglio superiore dei lavori pubblici, che si è espresso con il parere emesso dall'assemblea generale con voto n. 476 in data 6 giugno 1976;

Sentito il Consiglio nazionale delle ricerche;

Decreta:

Sono approvate le nuove norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato precompresso e per le strutture metalliche di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, predisposte dal servizio tecnico centrale ed allegate al presente decreto.

Le analoghe norme approvate con decreto ministeriale 30 maggio 1974, cesseranno di essere valide al 31 dicembre 1976.

Roma, addì 16 giugno 1976

Il Ministro: GULLOTTI

INDICE GENERALE

PARTE 1ª

NORME TECNICHE PER IL CALCOLO, L'ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO NORMALE AI SENSI DELLA LEGGE 5 NOVEMBRE 1971, N. 1086, ED IN SOSTITUZIONE DEL DECRETO MINISTERIALE 30 MAGGIO 1974.

0. SIMBOLI.

ACCIAIO.

A	area della sezione delle provette
A_5	allungamento percentuale a rottura su 5 diametri
A_{10}	allungamento percentuale a rottura su 10 diametri
d	diametro della provetta o della barra
D	diametro del mandrino per la prova di piegamento
E_a	modulo elastico dell'acciaio
l	allungamento a rottura per armature di precompressione
L	limite di fatica
N	numero dei piegamenti nella prova di piegamento alternato (per armature di precompressione)
r	rilassamento
R_a	tensione di rottura
$R_a(s)$	tensione di snervamento
$R_a(0,2)$	tensione limite di deformazione permanente allo 0,2 %
R_a (1)	tensione all'1% sotto carico
a (180°)	piegamento a 180°
σ_a	tensione nell'acciaio
ε_a	dilatazione lineare unitaria dell'acciaio
$\bar{\sigma}_a$	tensione ammissibile nell'acciaio
σ_{ap}	tensione di servizio dell'acciaio di precompressione
σ_{api}	tensione iniziale dell'acciaio di precompressione
τ_m e τ_r	tensioni tangenziali di aderenza secondo la prova «Beam test»
$\bar{\tau}_d$	tensione tangenziale ammissibile di aderenza acciaio-conglomerato

L'indice k significa « valore caratteristico ».
L'indice G significa « valore garantito ».

CONGLOMERATO CEMENTIZIO.

E'_b	modulo di elasticità a compressione del conglomerato
R'_b	resistenza cubica del conglomerato a 28 giorni di stagionatura
R_b	resistenza a trazione pura del conglomerato a 28 giorni di stagionatura
R'_{bj}	resistenza a compressione del conglomerato a j giorni di stagionatura
R_{bj}	resistenza a trazione del conglomerato a j giorni di stagionatura
R'_{bm}	resistenza di un prelievo
σ'_b	tensione di compressione
$\bar{\sigma}'_b$	tensione di compressione ammissibile
σ_b	tensione di trazione
$\bar{\sigma}_b$	tensione di trazione ammissibile
τ_b	tensione tangenziale
$\bar{\tau}_{b0}$	tensione tangenziale ammissibile nel conglomerato in assenza di apposita armatura
$\bar{\tau}_{b1}$	tensione tangenziale ammissibile nel conglomerato in presenza di apposita armatura

L'indice k significa « valore caratteristico ».

ELEMENTI STRUTTURALI.

A_0	area dell'armatura ordinaria
A_p	area dell'armatura di precompressione
b	larghezza delle nervature
b_0	larghezza della soletta collaborante
B	area compressa del conglomerato
i	raggio d'inerzia della sezione
l_0	lunghezza libera di inflessione
M	momento flettente
n	coefficiente convenzionale di omogeneizzazione delle armature
N	forza assiale
λ	snellezza
ω	coefficiente di amplificazione dei carichi

1. OGGETTO.

Formano oggetto della presente norma tutte le opere di conglomerato cementizio armato, eccettuate quelle per le quali vige una regolamentazione apposita a carattere particolare.

2. CALCOLO.

2.1. CALCOLO DELLE SEZIONI.

Il calcolo delle sezioni resistenti deve essere eseguito con i metodi della scienza delle costruzioni basati sull'ipotesi dell'elasticità lineare dei materiali, salvo quanto disposto nel punto 2.7.

2.2. CONDIZIONI DI CARICO.

Le azioni si cumulano nel modo più sfavorevole, per ciascuna verifica, in un'unica « condizione di carico » comprendente le azioni prevedibili sulla costruzione; a questa si riferiscono le tensioni ammissibili indicate nel seguito e i coefficienti di sicurezza di cui al punto 2.7.

2.3. TENSIONI NOMINALI DI COMPRESSIONE AMMISSIBILI NEL CONGLOMERATO.

Per strutture armate, non è ammesso l'impiego di conglomerati con

$$R'_{bk} < 150 \text{ kg/cm}^2 .$$

Nei calcoli statici non potrà essere presa in conto una resistenza caratteristica superiore a 500 kg/cm².

Per $R'_{bk} \geq 400$ kg/cm² si richiedono controlli statistici sia preliminari che in corso d'impiego, e calcolazioni accurate delle strutture.

Le tensioni ammissibili $\bar{\sigma}'_b$ vengono definite in base alla formula sotto indicata, con riferimento alla resistenza caratteristica a 28 giorni R'_{bk}, tenuto presente quanto disposto nel punto 3.2. dell'allegato 2.

$$\bar{\sigma}'_b = 60 + \frac{R'_{bk} - 150}{4} \text{ [kg/cm}^2\text{]}.$$

I valori di $\bar{\sigma}'_b$ sopraindicati valgono per travi, solette e pilastri soggetti a flessione o pressoflessione.

Per elementi calcolati a compressione semplice si applica a $\bar{\sigma}'_b$ una riduzione del 30 %, per travi con soletta collaborante di spessore non inferiore a 5 cm, una riduzione del 10%.

Nelle solette di spessore minore di 5 cm, le tensioni ammissibili sono ridotte del 30 %.

Nella sollecitazione di compressione semplice di pilastri aventi dimensioni trasversale minima s minore di 25 cm, la tensione ammissibile assume, con s in cm, il valore ridotto:

$$0,7 \left[1 - 0,03 \, (25 - s) \right] \bar{\sigma}'_b$$

Nella sollecitazione di pressoflessione la tensione media dell'intera sezione non deve superare la tensione ammissibile per compressione semplice.

Nel caso in cui il numero dei prelievi sia minore di quello necessario a definire la resistenza caratteristica come indicato al punto 3.2. dell'Allegato 2 si dovrà comunque controllare, almeno con un prelievo, che la resistenza media sia maggiore di 225 kg/cm², e si assumeranno le tensioni ammissibili corrispondenti ad una resistenza caratteristica convenzionale $R'_{bk} = 150$ kg/cm²; tale metodo di controllo è ammesso solo per costruzioni con meno di 100 m³ di getto.

Per strutture massicce di conglomerato non armato è ammesso l'impiego di conglomerato con resistenza caratteristica $R'_{bk} \geq 100$ kg/cm²; la corrispondente tensione ammissibile è pari a $R'_{bk}/4$ per la compressione semplice con un massimo di 30 kg/cm², $R'_{bk}/3,5$ per la pressoflessione con un massimo di 35 kg/cm².

2.4. Tensioni tangenziali.

2.4.1. *Valori ammissibili.*

Non è richiesta la verifica delle armature al taglio ed alla torsione quando le tensioni tangenziali massime nel conglomerato prodotte da tali caratteristiche di sollecitazione, non superano i valori di $\bar{\tau}_{bo}$ ottenuti con l'espressione:

$$\bar{\tau}_{bo} = 4 + \frac{R'_{bk} - 150}{75} \text{ [kg/cm}^2\text{]}.$$

Nelle travi si devono prevedere staffe aventi sezione complessiva non inferiore a 3 cm²/m, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. Le staffe devono essere collegate da apposite armature longitudinali.

Nella zona ove le tensioni tangenziali superano $\bar{\tau}_{bo}$, gli sforzi tangenziali devono essere integralmente assorbiti da armature metalliche, affidando alle staffe non meno del 40 % dello sforzo globale di scorrimento.

La massima tensione tangenziale per solo taglio non deve superare il valore:

$$\tau_{b1} = 14 + \frac{R'_{bk} - 150}{35} \text{ [kg/cm}^2\text{]}.$$

Gli stessi valori sono ammessi nelle sezioni di attacco delle ali all'anima di travi a T o a cassone.

Nel caso di sollecitazione combinata di taglio e torsione τ_{b1} può essere aumentato del 10%.

Le tensioni tangenziali di aderenza delle barre, nell'ipotesi di ripartizione uniforme, non devono superare i valori sottoindicati.

Barre tonde lisce:

$$\bar{\tau}_d = 1,5 \, \bar{\tau}_{bo}.$$

Barre ad aderenza migliorata:

$$\bar{\tau}_d = 3,0 \, \bar{\tau}_{bo}.$$

2.4.2. *Ancoraggio delle barre.*

Le barre tese devono essere prolungate oltre la sezione nella quale esse sono soggette alla massima tensione in misura sufficiente a garantirne l'ancoraggio nell'ipotesi di ripartizione uniforme delle tensioni tangenziali di aderenza. Con le stesse modalità si dovrà inoltre verificare che l'ancoraggio sia garantito al di là della sezione a partire dalla quale esse non vengono più prese in conto, con riferimento alla tensione effettiva ivi agente.

I valori di $\bar{\tau}_d$ indicati al punto 2.4.1. si applicano a barre ancorate in zona di conglomerato compatto utilmente compressa ai fini dell'ancoraggio (barre ancorate nella metà inferiore della trave o a non meno di 30 cm dalla superficie superiore del getto o da una ripresa ed allontanate dal lembo teso, oppure barre inclinate non meno di 45° sulle traiettorie di compressione). Altrimenti si dovranno considerare congrue riduzioni (fino al 50% dei valori indicati).

Le barre tonde lisce devono essere ancorate con uncini salvo che per barre sicuramente compresse. Gli uncini devono essere semicircolari con diametro interno non inferiore a 5 diametri, e prolungati oltre il semicerchio di non meno di 3 diametri.

Agli effetti dell'aderenza gli uncini così eseguiti possono essere assunti come equivalenti a 20 diametri.

Nelle barre ad aderenza migliorata è ammessa la omissione degli uncini, ma l'ancoraggio deve essere in ogni caso pari a 10 diametri con un minimo di 15 cm. Comunque, se presenti, gli uncini dovranno avere diametro interno pari almeno a 6 diametri e, ai fini dell'aderenza, essi potranno essere computati nella effettiva misura del loro sviluppo in asse alla barra.

Particolari cautele devono essere adottate ove si possono prevedere fenomeni di fatica e di sollecitazioni ripetute.

Alle estremità semplicemente appoggiate delle travi deve essere disposta una armatura inferiore, convenientemente ancorata, in grado di assorbire, con le tensioni ammissibili di cui al punto 2.5., uno sforzo di trazione uguale al taglio.

2.5. TIPI DI ARMATURE METALLICHE E RELATIVE TENSIONI AMMISSIBILI.

2.5.0. *Accertamento delle proprietà meccaniche.*

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche vale quanto indicato nelle UNI 556, UNI 564 e UNI 6407-69, salvo indicazioni contrarie o complementari.

Per acciai deformati a freddo le proprietà meccaniche si intendono determinate su provette mantenute per trenta minuti a 250 °C e successivamente raffreddate in aria.

In ogni caso, qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile, si sostituisce $R_a(s)$ con $R_r(0,2)$.

Ai produttori di acciai saldabili ed ai produttori di acciai controllati in stabilimento è fatto obbligo, di tenere depositato presso il Ministero dei lavori pubblici - Servizio tecnico centrale, il catalogo aggiornato della loro produzione, contenente tutti i dati tecnici previsti dalle presenti norme.

2.5.1. *Acciai per barre tonde lisce.*

Gli acciai per barre tonde lisce devono possedere le proprietà indicate nel successivo prospetto I.

PROSPETTO I

Proprietà meccaniche

Tipo di acciaio	Fe B 22 k	Fe B 32 k
Tensione caratteristica di snervamento R_{ak} (s) . . . kg/mm²	≥ 22	≥ 32
Tensione caratteristica di rottura R_{ak} . . . . kg/mm²	≥ 34	≥ 50
Allungamento A_5 . . . . . %	≥ 24	≥ 23
Piegamento a 180° su mandrino avente diametro *d*	2 *d*	3 *d*

Si devono usare barre di diametro compreso fra 5 e 30 mm.

La tensione ammissibile non deve superare i valori indicati nel successivo prospetto II.

PROSPETTO II

Tensioni ammissibili negli acciai in barre tonde liscie

Tipo di acciaio	Fe B 22 k	Fe B 32 k
Tensione ammissibile $\bar{\sigma}_a$ . . kg/cm²	1.200	1.600

2.5.2. *Acciai per barre ad aderenza migliorata.*

Gli acciai ad aderenza migliorata si differenziano dagli acciai in barre lisce per le particolarità di forma atte ad aumentare l'aderenza al conglomerato cementizio e sono caratterizzati dal diametro *d* della barra tonda equipesante, calcolato nell'ipotesi che il peso specifico dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm³.

2.5.2.1. Caratteristiche meccaniche e tecnologiche.

Gli acciai per barre ad aderenza migliorata devono possedere le caratteristiche indicate nel prospetto III, valutando le tensioni di snervamento e di rottura come grandezze caratteristiche secondo quanto indicato al punto 3.3.

PROSPETTO III

Tipo di acciaio			Fe B 38 k	Fe B 44 k
Tensione caratteristica di snervamento . . . . kg/mm²			≥ 38	≥ 44
Tensione caratteristica di rottura . . . . kg/mm²			≥ 46	≥ 55
Allungamento A_5 . . . . %			≥ 14	≥ 12
Per barre ad aderenza migliorata aventi *d* (*)	fino a 12 mm	Piegamento a 180° su mandrino avente diametro *d*	3 *d*	4 *d*
	oltre 12 fino a 18 mm	Piegamento e raddrizzamento su mandrino avente diametro *d*	6 *d*	8 *d*
	oltre 18 fino a 25 mm		8 *d*	10 *d*
	oltre 25 fino a 30 mm		10 *d*	12 *d*

(*) Il diametro *d* è quello della barra tonda liscia equipesante.

La prova di piegamento e raddrizzamento si esegue alla temperatura 20 ± 5 °C piegando la provetta a 90°, mantenendola poi per trenta minuti in acqua bollente, e procedendo, dopo raffreddamento in aria, al parziale raddrizzamento per almeno 20°. Dopo la prova il campione non deve presentare cricche.

2.5.2.2. Prova di aderenza.

Le barre devono superare con esito positivo prove di aderenza secondo il metodo « Beam test » conformemente a quanto previsto nell'Allegato 6; nell'allegato stesso sono pure indicate le modalità di controllo del profilo da eseguirsi in cantiere o in stabilimento.

2.5.2.3. Tensioni ammissibili.

Per le barre ad aderenza migliorata si devono adottare le tensioni ammissibili indicate nel prospetto IV.

PROSPETTO IV

Tensioni ammissibili negli acciai in barre ad aderenza migliorata

Tipo di acciaio	Fe B 38 k	Fe B 44 k
Acciai controllati in stabilimento . . . . . . kg/cm²	2.200	2.600

È ammesso tuttavia l'uso di acciaio non controllato in stabilimento purchè controllato secondo le modalità di cui al punto 3.3.3. con riduzione delle tensioni ammissibili rispettivamente a 1900 kg/cm² e 2200 kg/cm².

Per tensioni di esercizio $\sigma_a \geq 1900$ kg/cm² si deve impiegare conglomerato di resistenza caratteristica $R'_{bk} \geq 250$ kg/cm².

Le barre ad aderenza migliorata devono avere diametro:

$5 \leq d \leq 30$ mm per acciaio Fe B 38 k

$5 \leq d \leq 26$ mm per acciaio Fe B 44 k

Per diametri $d > 22$ mm, e sempre per strutture in ambiente aggressivo, si dovrà effettuare la verifica delle aperture delle fessure secondo quanto indicato al punto 2.7.2.

2.5.3. *Fili di acciaio trafilato di diametro compreso fra 4 e 6 mm.*

L'acciaio per fili deve rispondere alle proprietà indicate nel prospetto V.

PROSPETTO V

Allungamento A_{10}	%	≥ 6
Piegamento a freddo a 180° su mandrino avente diametro d		$2\,d$

La tensione ammissibile deve soddisfare le limitazioni seguenti:

$$\bar{\sigma}_a \begin{cases} \leq 0{,}50\ R_{ak}\ (0{,}2) \\ \leq 0{,}45\ R_{ak} \end{cases}$$

e comunque non superare 2.200 kg/cm².

2.5.4. *Reti di acciaio elettrosaldate.*

Le reti devono avere fili elementari di diametro d compreso fra 4 e 12 mm e devono rispondere alle caratteristiche riportate nel prospetto VI.

PROSPETTO VI

Tensione R_{ak} (s) ovvero R_{ak} $(0,2)$	kg/mm²	≥ 40
Tensione di rottura R_{ak} . . .	kg/mm²	≥ 45
Rapporto dei diametri dei fili dell'ordito	$\frac{d\ \text{min}}{d\ \text{max}}$	$\geq 0{,}60$
Allungamento A_{10}	%	≥ 6

La tensione di rottura, quella di snervamento e l'allungamento devono essere determinati con prova a trazione su campione che comprenda almeno uno dei nodi saldati.

Dovrà inoltre essere controllata la resistenza al distacco, offerta dalla saldatura nel nodo, determinata forzando con idoneo dispositivo il filo trasversale nella direzione di quello maggiore posto in trazione; tale resistenza dovrà risultare maggiore di:

$$0{,}3 \times 40 \times A_0 \quad [\text{kg}]$$

nella quale A_0 è l'area della sezione del filo di diametro maggiore, misurata in millimetri quadrati.

La distanza assiale tra i fili elementari non deve superare 35 cm.

La tensione ammissibile deve soddisfare le limitazioni seguenti:

$$\bar{\sigma}_a \begin{cases} \leq 0{,}50\ R_{ak}\ (s) \\ \leq 0{,}45\ R_{ak} \end{cases}$$

con un massimo di 2.200 kg/cm².

2.5.5. *Fili di acciaio trafilato e reti controllati in stabilimento.*

Per reti con fili lisci o nervati controllate in stabilimento e fili di acciaio trafilato controllati in stabilimento di diametro compreso fra 4 e 6 mm l'allungamento A_{10} (su campioni allo stato di fornitura) non deve essere inferiore all'8% e la tensione ammissibile deve soddisfare le limitazioni:

$$\bar{\sigma}_a \begin{cases} \leq 0{,}60\ R_{ak}\ (0{,}2) \\ \leq 0{,}55\ R_{ak} \end{cases}$$

con un massimo di 2600 kg/cm².

Per reti con fili lisci il superamento del tasso ammissibile di 2200 kg/cm² è consentito per fili elementari aventi diametro di ≤ 8 mm e con distanza assiale fra i fili elementari non superiore a 20 cm.

2.5.6 *Fenomeni di fatica.*

In presenza di sollecitazioni che possano indurre fenomeni di fatica, se

$$\sigma_{min} \angle \frac{2}{3}\,\sigma_{max}$$

le tensioni ammissibili vengono ridotte secondo l'espressione:

$$\bar{\bar{\sigma}}_a = 0{,}75\ \bar{\sigma}_a \left(1 + 0{,}5\ \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}}\right)$$

2.5.7. *Saldature.*

Le giunzioni mediante saldatura delle barre di armature di qualunque tipo, sono ammesse per materiali sicuramente saldabili in relazione al procedimento di saldatura previsto; il coefficiente di sicurezza a rottura della giunzione deve essere non minore di quello con il quale vengono determinate le tensioni ammissibili per il materiale base.

L'eventuale saldabilità delle barre e le relative modalità di saldatura dovranno essere indicate nel catalogo del produttore.

2.5.8. *Deroga alle limitazioni dimensionali.*

Le limitazioni, riguardanti i massimi diametri ammessi di cui al punto 2.5.2.3., non si applicano alle armature ad aderenza migliorata, destinate a strutture in conglomerato cementizio armato di particolari caratteristiche e dimostrate esigenze costruttive.

L'impiego di tali armature di maggiore diametro deve essere sottoposto alla preventiva approvazione del Consiglio superiore dei lavori pubblici.

2.6. METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI.

Le tensioni del conglomerato compresso e dell'armatura sono calcolate prescindendo dal contributo a trazione del conglomerato, assumendo come area della sezione resistente quella corrispondente al conglomerato compresso ed alle aree metalliche tese e compresse affette dal coefficiente convenzionale di omogeneizzazione $n = 10$. È ammesso anche l'impiego del coefficiente $n = 15$.

2.7. CALCOLO AGLI STATI LIMITE.

In alternativa al metodo delle tensioni ammissibili si ammette che la verifica strutturale venga riferita agli stati limite che interessano l'opera in esame, intendendosi come stato limite quello in cui un elemento strutturale cessa di assolvere le funzioni o di soddisfare le condizioni per le quali è stato progettato. Fra questi vanno sempre considerati lo stato limite ultimo, che corrisponde al valore massimo della capacità portante, e gli stati limite di esercizio per fessurazione e deformazione. Se del caso si dovranno considerare altri stati limite quali quelli dovuti a fenomeni di fatica, vibrazioni, ecc.

La determinazione delle caratteristiche della sollecitazione sarà effettuata mediante calcolo elastico lineare o altri metodi di calcolo fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

Rispondono, ad esempio, a tale requisito le prescrizioni di cui alle Raccomandazioni Internazionali FIP-CEB.

2.7.1. *Verifica allo stato limite ultimo per tensioni normali.*

Il coefficiente di sicurezza non deve essere minore di 1,75.

La verifica dello stato limite ultimo per sforzo normale e/o flessione delle sezioni va condotto con le seguenti ipotesi di calcolo:

1) diagramma delle deformazioni rettilineo;

2) deformazione a rottura del conglomerato compresso:

$\varepsilon'_{bu} = 0{,}35\%$ nel caso di pressione eccentrica o flessione
$\varepsilon'_{bu} = 0{,}2\%$ nel caso di pressione centrata;

3) diagramma di ripartizione delle tensioni di compressione fondato su comprovati accertamenti teorici e sperimentali; in particolare si può adottare il diagramma di compressione rettangolare esteso ad una altezza pari a 0,8 della altezza della zona compressa e con tensione convenzionale limite del conglomerato pari a:

$R'_b = 0{,}55\ R'_{bk}$ nel caso di pressione eccentrica e flessione
$R'_b = 0{,}40\ R'_{bk}$ nel caso di sezioni considerate soggette a compressione centrata.

Nella sollecitazione di compressione eccentrica la forza normale limite non deve superare quella determinata nella ipotesi di compressione centrata come sopra indicato;

4) deformazione massima dell'acciaio teso:

$$\varepsilon_{a\,max} = 1\ \%$$

5) resistenza di calcolo dell'acciaio:

$$R^*_a = \frac{Rak\ (s)}{\gamma_a}$$

con

$\gamma_a = 1$ per acciai controllati in stabilimento
$\gamma_a = 1{,}15$ per acciai controllati in cantiere;

Per FeB38k e per FeB44k, si deve impiegare conglomerato di resistenza caratteristica $R'_{bk} \geq 250$ kg/cm².

6) la tensione dell'acciaio compresso da introdurre nei calcoli non deve superare quella corrispondente alla deformazione dello 0,2%.

2.7.2. *Stato limite di fessurazione.*

Le aperture massime di calcolo delle fessure nelle condizioni di esercizio non devono superare i seguenti limiti in funzione delle condizioni ambientali e della durata di applicazione dei carichi (a tal fine si indicano con P i carichi permanenti, V i totali carichi variabili e XV la quota di essi aventi caratteristica di carico di lunga durata, in quanto realizzino una durata di applicazione sulla struttura non inferiore a 30 giorni in un anno, anche non consecutivi):

— in presenza di $P + X\ V$:
0,10 mm in ambiente aggressivo,
0,20 mm in ambiente esterno normale,
0,30 mm in ambiente interno normale,

— sotto l'effetto delle massime sollecitazioni $P + V$:
0,20 mm in ambiente aggressivo,
0,30 mm in ambiente esterno normale,
0,40 mm in ambiente interno normale.

I metodi di calcolo devono essere fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati. Rispondono a tali requisiti, ad esempio, le prescrizioni di cui alle Raccomandazioni Internazionali FIP-CEB.

2.7.3. *Stato limite di deformazione.*

Le deformazioni in esercizio debbono essere contenute entro i limiti compatibili con la funzionalità dell'opera, tenuto conto dell'eventuale fessurazione e delle deformazioni lente.

Le verifiche relative possono essere omesse qualora siano rispettati i seguenti rapporti dimensionali:

— $l/h \leqq 12$ per travi semplicemente appoggiate
— $l/h \leqq 18$ per travi continue
— $l/h \leqq 5$ per travi a sbalzo.

2.8. Prove su strutture campione e su modelli.

Nel caso che la verifica sia riferita ad esperienze dirette su strutture campione, da effettuare sotto il controllo di un laboratorio ufficiale su un adeguato numero di elementi (non inferiore a quattro), il minimo valore del coefficiente di sicurezza rispetto alla resistenza sperimentale a rottura non deve essere inferiore a 2. Per le produzioni di serie in stabilimento i controlli debbono avere carattere periodico.

Ove siano da temere fenomeni di instabilità globale o locale, ovvero rotture senza preavviso, il coefficiente di sicurezza deve essere convenientemente maggiorato.

Le esperienze devono accertare che le deformazioni alla sollecitazione di esercizio siano conformi a quanto indicato nel punto 2.7.; corrispondentemente l'apertura massima delle lesioni non dovrà superare l'80 % dei valori indicati nello stesso punto 2.7.

Per strutture di particolare complessità le ipotesi a base del calcolo potranno essere guidate dai risultati di prove su modelli.

2.9. Variazioni termiche e ritiro.

Ove necessario si considererà l'influenza della variazione termica più sfavorevole rispetto alla temperatura ambiente all'atto dell'esecuzione dell'opera tenendo conto dell'influenza della viscosità del conglomerato cementizio; nei casi ordinari, in mancanza di dati più precisi, l'influenza degli scarti termici e della viscosità sul regime di sollecitazione potrà essere valutata considerando, in regime elastico, l'influenza di scarti stagionali rispetto alla temperatura media locale, di $\pm$ 15 °C per le opere direttamente esposte alle azioni atmosferiche, e di $\pm$ 10 °C per le opere non direttamente esposte.

In generale la variazione di temperatura potrà essere considerata uniforme per tutte le membrature di una costruzione, tranne quando siano prevedibili differenze sensibili di temperatura tra i singoli elementi.

Quando per una stessa membratura esistano variazioni di temperatura diverse in corrispondenza dell'intradosso e dell'estradosso, si ammetterà in generale una distribuzione della variazione di temperatura di tipo lineare.

In mancanza di una determinazione sperimentale diretta il coefficiente di dilatazione termica del conglomerato può assumersi pari a 0,00001 al grado centigrado.

Per le costruzioni di conglomerato cementizio, quando non si ricorra ad additivi speciali, si dovrà tener conto del ritiro mediante un coefficiente di contrazione ε_r al quale, in mancanza di determinazione sperimentale diretta, saranno da attribuire i seguenti valori:

40×10^{-5} non armato
30×10^{-5} con armatura metallica $\leqq 1\ \%$
20×10^{-5} con armatura metallica $\geqq 1\ \%$

I suddetti valori, che si riferiscono ad una stagionatura dei getti in ambiente di normale umidità, e a spessori dell'ordine di 20 cm, dovranno essere opportunamente aumentati per spessori minori o diminuiti per spessori maggiori. In mancanza di dati più precisi, ed escluso il caso di getti in fasi distanziate nel tempo, si può ammettere che la viscosità del conglomerato cementizio riduca le sollecitazioni indotte dal ritiro al 40 % di quelle valutate in regime elastico.

Non si terrà conto del ritiro per getti maturati e mantenuti in acqua.

Per una più accurata determinazione valgono, ad esempio, le indicazioni di cui alle Raccomandazioni Internazionali FIP-CEB.

2.10. Deformazioni.

Nel calcolo elastico delle incognite staticamente indeterminate gli elementi geometrici delle sezioni rette devono essere valutati considerando reagente l'intera sezione.

Nel calcolo delle deformazioni istantanee il modulo elastico del conglomerato si può assumere, in mancanza di diretta sperimentazione (da eseguirsi secondo UNI 6556-69), pari a:

$$E'_b = 18.000 \cdot \sqrt{R'_{bk}} \; [\text{kg/cm}^2].$$

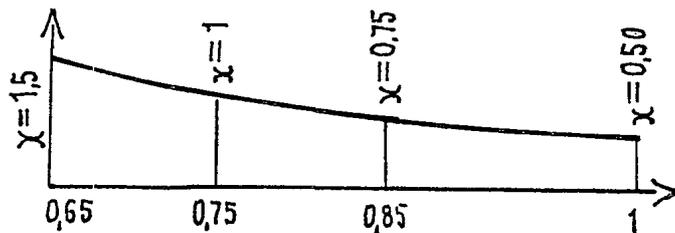
Tale formula non è applicabile ai calcestruzzi maturati a vapore. Essa non è da considerarsi vincolante nell'interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture.

Qualunque sia il metodo di calcolo adottato occorre verificare che le inflessioni istantanee e differite delle membrature siano compatibili con il corretto esercizio.

La deformazione viscosa unitaria $\varepsilon_{v,t}$ — progressiva nel tempo — del calcestruzzo soggetto a stato di tensione costante è valutabile a temperatura ordinaria, come segue:

$$\varepsilon_{v,t} = \varkappa \cdot \varphi_\infty \cdot (1 - e^{-t}) \cdot \varepsilon_e ;$$

dove:

$\varkappa$ è un coefficiente dipendente dall'età del calcestruzzo all'atto della messa in carico, variabile come indicato in figura;

$$\frac{\text{Resistenza a rottura all'istante di applicazione del carico}}{\text{Resistenza a rottura al tempo } t = \infty}$$

φ_∞ è dipendente dalla condizione di stagionatura ed assume i seguenti valori:

$\varphi_\infty = 0{,}5 \div 1{,}0$ per maturazione in acqua,

$\varphi_\infty = 1{,}5 \div 2{,}0$ per maturazione in aria molto umida,

$\varphi_\infty = 2{,}0 \div 3{,}0$ per maturazione all'aperto,

$\varphi_\infty = 2{,}5 \div 4{,}0$ per maturazione in aria asciutta;

t è il tempo, espresso in anni, contato a partire dallo istante di applicazione del carico;

ε_e è la deformazione elastica unitaria, valutata convenzionalmente con il modulo E'_b a 28 giorni.

Per una più accurata determinazione valgono le indicazioni di cui alle Raccomandazioni Internazionali FIP-CEB.

2.11. Peso proprio del conglomerato.

Il peso proprio del conglomerato armato, quando il valore effettivo non risulti da determinazione diretta, deve essere assunto pari a 2.500 kg/m³.

2.12. Pilastri.

Nei pilastri soggetti a compressione centrata od eccentrica deve essere disposta un'armatura longitudinale di sezione non minore dello 0,6 % della sezione di conglomerato strettamente necessaria per carico assiale, in base alla tensione ammissibile adottata, e compresa fra lo 0,3 % ed il 5% della sezione effettiva.

Il diametro delle barre longitudinali non deve essere minore di 12 mm.

Se la posizione del centro di sollecitazione è tale che, pur essendo esterno al nocciolo centrale di inerzia della sezione di conglomerato interamente reagente, la forza normale dia luogo a trazioni minori di 1/5 della tensione al lembo compresso, la sezione può essere verificata come interamente reagente, ferme restando le limitazioni di cui sopra e purchè la sezione d'armatura in zona tesa sia idonea ad assorbire la risultante delle trazioni alla tensione convenzionale di 1.200 kg/cm² per barre liscie e di 1.800 kg/cm² per barre ad aderenza migliorata.

Nell'altro caso le sezioni devono essere verificate nella ipotesi di parzializzazione ed armate in conseguenza, ferme restando però le limitazioni di cui sopra.

Deve essere sempre prevista una staffatura posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre impiegati per l'armatura longitudinale, con un massimo di 25 cm.

Le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno.

Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm.

Per pilastri prefabbricati in stabilimento i diametri minimi delle barre longitudinali e delle staffe sono rispettivamente ridotti a 10 ed a 5 mm.

2.13. Pilastri cerchiati.

Nelle strutture semplicemente compresse, armate con ferri longitudinali, disposti lungo una circonferenza e racchiusi da una spirale di passo non maggiore di 1/5 del diametro del nucleo cerchiato, si può assumere come area ideale resistente quella del nucleo, aumentata di 15 volte quella della sezione delle barre longitudinali e di 45 volte quella della sezione di una armatura fittizia longitudinale di peso uguale a quello della spirale.

L'area ideale così valutata non deve superare il doppio dell'area del nucleo.

La sezione dell'armatura longitudinale non deve risultare inferiore alla metà di quella dell'armatura fittizia corrispondente alla spirale.

2.14. Instabilità flessionale dei pilastri.

I fenomeni di instabilità devono essere presi in considerazione per snellezze $\lambda = \frac{l_0}{i}$ maggiori di 50, essendo l_0 la lunghezza libera di inflessione ed i il corrispondente raggio d'inerzia.

I pilastri cerchiati devono essere considerati alla stregua di quelli ordinari, ossia prescindendo dalla presenza della spirale.

2.14.1. *Carico centrato.*

Il coefficiente ω di amplificazione dei carichi, che tiene conto dei fenomeni di instabilità, varia come indicato nel prospetto VII.

PROSPETTO VII

Coefficienti di amplificazione

λ	ω
50	1,00
70	1,08
85	1,32
100	1,62

La verifica deve essere condotta nel piano di massima snellezza.

Snellezze λ maggiori di 100 sono da considerare con particolari cautele di progettazione e di calcolo.

2.14.2. *Carico eccentrico.*

La verifica, salvo più accurate valutazioni, deve essere eseguita tenendo conto dello sforzo normale $N\,\omega$, con ω valutato per la massima snellezza, e del momento flettente $M^* = c\,M$, con M momento effettivo massimo; allo sforzo normale $N\,\omega$ si deve sostituire N se più sfavorevole.

Valutazioni particolarmente accurate sono richieste quando si prevedano forti deformazioni differite.

La tensione massima a compressione, così determinata, non deve superare quella ammissibile per la sollecitazione di pressoflessione (vedi punto 2.3.).

Il coefficiente c è dato da

$$\frac{1}{1 - \frac{N}{N_E}}$$

dove N_E è il carico critico euleriano per la snellezza relativa al piano di flessione, valutato per un modulo di elasticità convenzionale $E^*_b = 0{,}4\,E'_b$. Per aste vincolate alle due estremità, se il momento flettente varia linearmente fra i momenti di estremità M_a ed M_b, nel calcolo di M^* si deve assumere, in luogo del momento effettivo massimo, il valore :

$$M = \sqrt{0{,}3\,(M^2_a + M^2_b) + 0{,}4\,M_a\,M_b}\ .$$

In ogni caso deve essere eseguita la verifica di cui al punto 2.14.1. per l'inflessione nel piano di massima snellezza.

2.14.3. *Calcolo allo stato limite.*

Sono ammessi calcoli allo stato limite ultimo, fondati su metodi comprovati per via teorica e sperimentale, tenendo presente quanto precisato al punto 2.7.1. per entrambi i casi di pressione centrata ed eccentrica, ivi considerati. Il coefficiente di sicurezza s_u deve risultare:

$$s_u \geq 1{,}75 + \frac{\lambda - 30}{200}\ , \text{ per } \lambda \geq 30$$

per la più sfavorevole condizione di sollecitazione.

2.15. ARMATURE DI RIPARTIZIONE DELLE SOLETTE.

Nelle solette non calcolate come piastre, oltre all'armatura principale, deve essere adottata un'armatura secondaria di ripartizione disposta ortogonalmente.

In ogni caso l'armatura più debole, conteggiata sommando le sezioni disposte ai due lembi, non deve essere inferiore al 20 % di quella principale corrispondente.

2.16. NERVATURE CON SOLETTA COLLABORANTE.

Nel calcolo di nervature solidali con solette, salvo più accurata determinazione, si può ammettere — nell'ipotesi di conservazione delle sezioni piane — come collaborante con la nervatura, da ciascun lato, una striscia di soletta di larghezza pari alla maggiore fra le dimensioni seguenti:

un decimo della luce della nervatura;

cinque volte lo spessore della soletta più una volta la lunghezza dell'eventuale raccordo della soletta.

In nessun caso la larghezza di soletta collaborante da ciascun lato può superare la distanza fra la sezione in esame e quella in cui ha termine la soletta, nè la metà della luce fra le nervature.

Per luci di qualche importanza e comunque superiori a 5 m o in presenza di rilevanti carichi concentrati, sono da prevedere adeguati dispositivi di ripartizione.

2.17. ARMATURA PER GLI ELEMENTI INFLESSI.

Nelle strutture in elevazione la percentuale di armatura longitudinale, nella zona tesa, riferita alla sezione rettangolare di calcolo, non deve scendere sotto lo 0,15% per barre ad aderenza migliorata e sotto lo 0,25% per barre liscie. Tale armatura deve essere convenientemente diffusa.

2.18. PARTICOLARI DELLE ARMATURE.

Devono essere tenute presenti le prescrizioni di cui ai successivi punti 4.2., 4.3., 4.4. e 4.5.

3. QUALITA' DEI MATERIALI E PROVE.

3.1. MATERIALI.

Le disposizioni relative alle proprietà dei materiali sono indicate nell'allegato 1.

3.2. CONTROLLI SUL CONGLOMERATO.

La determinazione della resistenza caratteristica del conglomerato si effettua con le modalità indicate nell'allegato 2.

3.3. CONTROLLI SULLE BARRE DI ARMATURE.

3.3.1. *Modalità di prelievo e metodi di prova.*

Il prelievo dei campioni e i metodi di prova saranno effettuati secondo la norma UNI 6407/69, salvo quanto stabilito ai punti 3.3.2., 3.3.3. per quanto riguarda la determinazione dei valori caratteristici $R_{ak}(S)$ o $R_{ak}(0,2)$ e R_{ak}.

3.3.2. *Controlli in stabilimento.*

I produttori di barre ad aderenza migliorata e di reti elettrosaldate possono richiedere di sottoporre la loro produzione, presso i propri stabilimenti, a prove a carattere statistico eseguite a cura di un laboratorio ufficiale. In tal caso i valori caratteristici $R_{ak}(S)$, o $R_{ak}(0,2)$ e R_{ak} e per le barre, l'indice di aderenza vengono determinati secondo le modalità indicate negli Allegati 4, 5 e 6.

I produttori di acciaio FeB44k controllato in stabilimento, dovranno depositare il catalogo di cui al punto 2. 5,0 e contrassegnare cronologicamente la produzione numerando le successive colate; su ciascuna colata essi saranno tenuti ad eseguire presso lo stabilimento di produzione controlli continuativi, geometrici e meccanici dei quali riporteranno i risultati in appositi registri.

Dovrà inoltre essere documentata la conformità statistica fra i risultati dei controlli ufficiali in stabilimento e quelli dei controlli continuativi da loro stessi eseguiti.

Tutte le forniture di acciai sottoposti a controlli in stabilimento possono essere accettate senza ulteriori controlli se accompagnate da un certificato di laboratorio ufficiale riferentesi al tipo di armatura di cui trattasi e munite di legature con marchio del produttore oppure contraddistinte con marchio di laminazione a caldo. La data del certificato deve essere non anteriore di 3 mesi a quella di spedizione. Tale periodo può essere prolungato fino a sei mesi qualora il produttore abbia comunicato ufficialmente al laboratorio ufficiale incaricato del controllo di avere sospeso la produzione, nel qual caso il certificato dovrà essere accompagnato da copia di detta comunicazione. Qualora la sospensione della produzione si protragga per oltre cinque mesi, la procedura di qualificazione dovrà essere ripresa *ab initio*.

3.3.3. *Controlli in cantiere.*

Il controllo in cantiere è obbligatorio per acciai non controllati in stabilimento, facoltativo per gli altri.

Per materiali non controllati in stabilimento, da ogni partita, si devono prelevare almeno tre spezzoni di ogni diametro da inviarsi ad un laboratorio ufficiale per le prove di resistenza di cui ai prospetti I e III. I valori caratteristici $R_{ak}(S)$, $R_{ak}(0,2)$ ed R_{ak} si valutano detraendo dalla media dei corrispondenti valori, riferita ad uno stesso diametro, rispettivamente 350 kg/cm² per $R_{ak}(S)$ e $R_{ak}(0,2)$, 450 kg/cm² per R_{ak}. Qualora il risultato sia inferiore al valore richiesto, il direttore dei lavori disporrà la ripetizione della prova su tre ulteriori spezzoni di ciascuno dei diametri che non soddisfano la richiesta; dalle medie dei sei valori si detraggono allora, rispettivamente, 350 kg/cm² e 450 kg/cm². Se anche in questo caso i limiti richiesti non sono rispettati la partita sarà dichiarata non idonea. Analoga procedura si applica ai controlli di duttilità e di aderenza. Per la duttilità un singolo risultato non conforme sui primi tre campioni darà luogo all'estensione della prova su ulteriori sei campioni dello stesso diametro. Un nuovo singolo risultato negativo determina la inidoneità della partita.

Per materiali controllati in stabilimento, gli eventuali controlli devono riferirsi agli stessi gruppi di diametri contemplati nelle prove a carattere statistico di cui al punto 3.3.2. e Allegati 4 e 5, in ragione di tre spezzoni di uno stesso diametro, scelto entro ciascun gruppo di diametri per ciascuna partita. Le prove si effettuano presso un laboratorio ufficiale e riguardano la resistenza e la duttilità. I valori caratteristici delle grandezze $R_a(S)$, o $R_a(0,2)$ ed R_a si valutano detraendo dalla media dei corrispondenti valori, riferiti ad uno stesso diametro, rispettivamente 200 kg/cm² per $R_a(S)$ o $R_a(0,2)$ e 300 kg/cm² per R_a.

Qualora il risultato non sia conforme a quello dichiarato dal produttore, il direttore dei lavori disporrà la ripetizione della prova su sei ulteriori campioni dello stesso diametro; in tal caso dalle medie dei nove valori si detraggono rispettivamente 300 kg/cm² e 400 kg/cm². Ove anche da tale accertamento i limiti dichiarati non risultino rispettati, il controllo deve estendersi a 25 campioni, applicando ai dati ottenuti la formula generale valida per controlli in stabilimento (cfr. allegati 4 e 5).

L'ulteriore risultato negativo comporta l'inidoneità della partita e la trasmissione dei risultati al produttore, che sarà tenuto a farli inserire tra i risultati dei controlli statistici di sua produzione. Analoghe norme si applicano ai controlli di duttilità: un singolo risultato negativo sul primo prelievo comporta l'esame di sei nuovi spezzoni dello stesso diametro, un ulteriore singolo risultato negativo comporta l'inidoneità della partita.

3.3.4. *Tolleranze.*

Nei calcoli statici si adottano di norma le sezioni nominali. Le sezioni effettive non devono risultare inferiori al 98 % di quelle nominali.

Qualora le sezioni effettive risultassero inferiori a tale limite, nei calcoli statici si adottano le sezioni effettive. Per barre ad aderenza migliorata non è comunque ammesso superare le tolleranze indicate nel prospetto VIII.

PROSPETTO VIII

Diametro nominale mm	5	6	7	8	9	10	11	12	14	16	18	20	22	24	25	26	28	30
Tolleranza in % sulla sezione ammessa per l'impiego	±10	±10	±9	±8	±8	±8	±8	±8	±6	±6	±6	±6	±5	±5	±5	±5	±5	±5

Nell'elaborazione dei risultati sperimentali ottenuti in laboratorio si opera comunque sulle sezioni effettive dei provini.

Non è ammesso l'impiego di diametri inferiori a 5 mm, salvo per l'acciaio di cui al punto 2.5.3.

4. ESECUZIONE.

4.1. IMPASTI.

Gli impasti devono essere preparati e trasportati in modo da escludere pericoli di separazione o di prematuro inizio della presa al momento del getto. La superficie dei getti deve essere mantenuta umida per almeno tre giorni.

Non si deve mettere in opera il conglomerato a temperature minori di 0 °C, salvo il ricorso ad opportune cautele.

4.2. LAVORAZIONE DELLE BARRE.

Le barre non devono essere piegate a caldo.

4.3. GIUNZIONI.

Le giunzioni delle barre in zona tesa, quando non siano evitabili, si devono realizzare possibilmente nelle regioni di minor sollecitazione; in ogni caso devono essere opportunamente sfalsate.

Le giunzioni di cui sopra possono effettuarsi mediante:

— saldature eseguite in conformità alle norme in vigore sulle saldature. Deve essere accertata la saldabilità degli acciai da impiegare nonchè la compatibilità fra metallo base e metallo di apporto nelle posizioni e condizioni operative previste nel progetto esecutivo;

— manicotto filettato;

— sovrapposizione calcolata in modo da assicurare l'ancoraggio di ciascuna barra. In ogni caso la lunghezza di sovrapposizione in retto deve essere non minore di 20 volte il diametro e la prosecuzione di ciascuna barra deve essere deviata verso la zona compressa.

La distanza mutua (interferro) nella sovrapposizione non deve superare 6 volte il diametro.

Negli elementi prevalentemente tesi (catene, tiranti, ecc.) è vietata la giunzione per sovrapposizione.

4.4. Barre piegate.

Le barre piegate devono presentare, nelle piegature, un raccordo circolare di raggio non minore di 6 volte il diametro. Gli ancoraggi devono rispondere a quanto prescritto al punto 2.4.2.

4.5. Copriferro ed interferro.

La superficie dell'armatura resistente deve distare dalle facce esterne del conglomerato di almeno 0,8 cm nel caso di solette e di almeno 2 cm nel caso di travi e pilastri. Tali misure devono essere aumentate, e al massimo rispettivamente portate a 2 cm per le solette e a 4 cm per le travi ed i pilastri, in presenza di salsedine marina, di emanazioni nocive, od in ambiente comunque aggressivo. Copriferri maggiori richiedono opportuni provvedimenti intesi ad evitare il distacco (per esempio reti).

Le superfici delle barre devono essere mutuamente distanziate in ogni direzione di almeno una volta il diametro delle barre medesime e, in ogni caso, non meno di 2 cm.

Per le barre di sezione non circolare si deve considerare il diametro del cerchio circoscritto.

4.6. Disarmo.

Il disarmo deve avvenire per gradi ed in modo da evitare azioni dinamiche.

Il disarmo non deve avvenire prima che la resistenza del conglomerato abbia raggiunto il valore necessario in relazione all'impiego della struttura all'atto del disarmo; la decisione è lasciata al giudizio del direttore dei lavori.

In assenza di specifici accertamenti della resistenza del conglomerato, e in normali condizioni esecutive ed ambientali di getto e di maturazione, è opportuno osservare i seguenti tempi minimi di disarmo:

Per getti eseguiti con conglomerato di cemento normale:
- sponde dei casseri di travi e pilastri: 3 giorni;
- armature di solette di luce modesta: 10 giorni;
- puntelli e centine di travi, archi e volte, ecc.: 24 giorni;
- strutture a sbalzo: 28 giorni.

Per getti eseguiti con conglomerato di cemento ad alta resistenza:
- sponde dei casseri di travi e pilastri: 2 giorni;
- armature di solette di luce modesta: 4 giorni;
- puntelli e centine di travi, archi e volte ecc.: 12 giorni;
- strutture a sbalzo: 14 giorni.

Per le strutture portanti di conglomerato non armato si devono osservare i tempi di disarmo previsti per le travi.

5. ISTRUZIONI COMPLEMENTARI RELATIVE AI SOLAI MISTI DI CEMENTO ARMATO E LATERIZIO.

5.1. Classificazione e prescrizioni generali.

5.1.1. *Classificazione.*

I solai misti di cemento armato e laterizio si distinguono nelle seguenti categorie:

a) solai di cemento armato, con laterizi aventi funzione principale di alleggerimento;

b) solai di cemento armato, con laterizi aventi funzione statica in collaborazione con il conglomerato.

5.1.2. *Prescrizioni generali.*

I laterizi di cui al punto 5.1.1., lettera *b*), devono essere conformati in modo che nel solaio in opera sia assicurata con continuità la trasmissione degli sforzi di compressione dall'uno all'altro elemento.

Nel caso si richieda al laterizio il concorso nella resistenza agli sforzi tangenziali, si devono usare laterizi monoblocchi disposti in modo che nelle file adiacenti, comprendenti una nervatura di conglomerato, i giunti risultino sfalsati fra loro.

In ogni caso ove sia prevista una soletta di conglomerato staticamente integrativa di altra di laterizio, quest'ultima deve avere forma e finitura tali da assicurare l'aderenza fra i due materiali ai fini della trasmissione degli sforzi tangenziali.

5.2. Requisiti di accettazione e prove.

5.2.1. *Norme di accettazione.*

I laterizi per solaio devono soddisfare le norme per la accettazione dei materiali laterizi di cui alle UNI 5631-65 e UNI 5633-65.

5.2.2. *Spessore delle pareti e dei setti.*

Lo spessore delle pareti orizzontali compresse deve essere non minore di 8 mm, quello delle altre pareti perimetrali non minore di 7 mm e quello dei setti non minore di 6 mm.

5.2.3. *Resistenza caratteristica.*

La resistenza caratteristica a compressione, determinata secondo le prescrizioni dell'allegato 7, riferita alla sezione netta delle pareti e delle costolature, deve risultare non minore di:

150 kg/cm² per i laterizi di cui al punto 5.1.1. lettera *a*);
300 kg/cm² per i laterizi di cui al punto 5.1.1. lettera *b*).

5.2.4. *Elementi prefabbricati.*

La produzione di elementi prefabbricati in serie in stabilimento deve essere controllata mediante prove su manufatti di produzione corrente.

5.3. Progettazione.

5.3.1. *Dimensionamento.*

Il calcolo delle tensioni massime ed il dimensionamento diretto delle sezioni deve, di regola, essere eseguito con i metodi della scienza delle costruzioni, assumendo come sezione resistente quella costituita dalle aree compresse di laterizio e di conglomerato e dalle aree metalliche affette dal coefficiente convenzionale di omogeneizzazione n (vedi punto 2.6.).

Per i solai formati con elementi prefabbricati, il calcolo delle tensioni deve essere effettuato tenendo conto di tutte le fasi intermedie e transitorie.

5.3.2. *Tensioni ammissibili.*

Le tensioni ammissibili nel conglomerato e nelle armature metalliche sono quelle prescritte al punto 2.

Per il laterizio la compressione non deve superare 65 kg/cm² per sforzi agenti nella direzione dei fori, ovvero 40 kg/cm² per sforzi in direzione normale ad essi sempre che, in questo secondo caso, il tipo costruttivo lo giustifichi.

5.3.3. *Calcolo agli stati limite.*

Sono anche ammesse verifiche agli stati limite secondo quanto prescritto al punto 2.7., e verifiche con riferimento a prove su elementi di serie secondo quanto indicato al punto 2.8.

5.3.4. *Spessore minimo dei solai.*

Lo spessore dei solai, che non siano di semplice copertura, non deve essere minore di 1/30 della luce ed in nessun caso minore di 8 cm.

Le deformazioni devono risultare compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ad esso collegati.

5.3.5. *Modulo elastico.*

Nel calcolo di reazioni iperstatiche e di deformazioni, in mancanza di determinazioni dirette, il modulo di elasticità del laterizio può assumersi pari a 200000 kg/cm².

5.3.6. *Spessore minimo della soletta.*

Nei solai di cui al punto 5.1.1., lettera *a*), lo spessore della soletta di conglomerato non deve essere minore di 4 cm; agli effetti del calcolo si può considerare collaborante con la soletta di conglomerato lo spessore del laterizio a diretto contatto di essa.

Nei solai di cui al punto 5.1.1., lettera *b*), la zona rinforzata di laterizio costituente soletta deve soddisfare i seguenti requisiti:

— possedere spessore non minore di 1/5 dell'altezza per solai con altezza fino a 25 cm e spessore non minore di 5 cm per solai con altezza maggiore;

— avere area effettiva dei setti e delle pareti, misurata in qualunque sezione normale alla direzione dello sforzo di compressione, non minore del 50 % della superficie lorda;

5.3.7. *Larghezza e interasse delle nervature.*

La larghezza media delle nervature per solai con nervature gettate o completate in opera non deve essere minore di 1/8 dell'interasse e comunque non inferiore a 5 cm; si potrà derogare dal limite di 5 cm nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli solaio completi controllati come previsto al punto 2.8. L'interasse delle nervature non deve essere maggiore di 15 volte lo spessore medio della soletta e in ogni caso non deve superare 80 cm.

Possono considerarsi appartenenti alla nervatura ai fini del calcolo le pareti laterali di laterizio formanti cassero, sempre che sia assicurata l'aderenza fra i due materiali.

La larghezza collaborante sarà determinata in conformità al punto 2.16.; per produzioni di serie in stabilimento di pannelli solaio completi la larghezza collaborante potrà essere determinata con la sperimentazione di cui al punto 2.8.

5.3.8. *Armatura trasversale.*

Per i solai con nervature gettate o completati in opera e non di semplice copertura di luce superiore a 5 m, o quando agiscano carichi concentrati che incidano in misura considerevole sulle sollecitazioni di calcolo, o quando sia sensibile il comportamento a piastra, la soletta deve essere munita di armatura disposta normalmente all'asse della nervatura e, occorrendo, anche di nervature trasversali armate. Nel caso di produzione di serie in stabilimento di pannelli solaio completi la capacità di ripartizione trasversale potrà essere garantita a mezzo di altri dispositivi, la cui efficacia è da dimostrarsi secondo le prescrizioni di cui al punto 2.8.

Particolare attenzione deve essere dedicata alla sicurezza al distacco di parti laterizie, specialmente in dipendenza di sforzi trasversali anche di carattere secondario.

5.3.9. *Armatura longitudinale.*

L'armatura longitudinale deve essere tale da garantire un adeguato margine tra la fessurazione e la rottura.

5.3.10. *Armatura per il taglio.*

Quando le tensioni tangenziali massime nel conglomerato non superano il valore minimo τ_{b0} stabilito al punto 2.4.1. può non disporsi l'armatura per il taglio.

5.4. ESECUZIONE.

5.4.1. *Protezione delle armature.*

Nei solai, la cui armatura è collocata entro scanalature, qualunque superficie metallica deve risultare contornata in ogni direzione da uno spessore minimo di 5 mm di malta cementizia. In presenza di salsedine marina o in ambiente comunque aggressivo, il solaio deve essere protetto mediante intonaco cementizio.

5.4.2. *Bagnatura degli elementi.*

Prima di procedere all'impiego i laterizi devono essere convenientemente bagnati.

5.4.3. *Elementi prefabbricati.*

Per gli elementi prefabbricati non devono impiegarsi malte cementizie con dosature minori di 450 kg/m³ di cemento, nè conglomerati di classe inferiore a 250.

6. PROVE DI CARICO.

Le prove di carico, ove ritenute necessarie dal collaudatore, rispetteranno le modalità sottoindicate, e non potranno avere luogo prima che sia stata raggiunta la resistenza che caratterizza la classe di conglomerato prevista e, in mancanza di precisi accertamenti al riguardo, non prima di 28 giorni dalla ultimazione del getto.

Il programma delle prove deve essere sottoposto al direttore dei lavori ed al progettista e reso noto al costruttore.

Le prove di carico si devono svolgere con le modalità indicate dal collaudatore che se ne assume la piena responsabilità, mentre, per quanto riguarda la loro materiale attuazione e in particolare per le eventuali puntellazioni precauzionali, è responsabile il direttore dei lavori.

I carichi di prova devono essere, di regola, tali da indurre le sollecitazioni massime di progetto. In relazione al tipo della struttura ed alla natura dei carichi le prove devono essere convenientemente protratte nel tempo.

L'esito della prova sarà valutato sulla base dei seguenti elementi:

— le deformazioni si accrescano all'incirca proporzionalmente ai carichi;

— nel corso della prova non si siano prodotte lesioni, deformazioni o dissesti che compromettano la sicurezza o la conservazione dell'opera;

— la deformazione residua dopo la prima applicazione del carico massimo non superi una quota parte di quella totale commisurata ai prevedibili assestamenti iniziali di tipo anelastico della struttura oggetto della prova. Nel caso invece che tale limite venga superato, prove di carico successive accertino che la struttura tenda ad un comportamento elastico;

— la deformazione elastica risulti non maggiore di quella calcolata.

Nel calcolo si terra conto di quanto indicato al punto 2.10 e della eventuale presenza di microfessurazioni del calcestruzzo.

Quando le opere siano ultimate prima della nomina del collaudatore, le prove di carico possono essere eseguite dal direttore dei lavori, che ne redige verbale sottoscrivendolo assieme al costruttore. È facoltà del collaudatore controllare, far ripetere ed integrare le prove precedentemente eseguite.

Qualora le prove di carico non vengano eseguite, esse dovranno essere sostituite da un accurato controllo della rispondenza alle prescrizioni di progetto e da controlli di altro tipo (prove dinamiche, prove fisiche, ecc.) atte a dare indicazioni valide sulla capacità resistente dell'opera.

Di tali controlli e prove dovrà essere redatto un verbale sottoscritto dal collaudatore, dal direttore dei lavori e dal costruttore.

PARTE 2ª

NORME TECNICHE PER IL CALCOLO, L'ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN CONGLOMERATO CEMENTIZIO ARMATO PRECOMPRESSO AI SENSI DELLA LEGGE 5 NOVEMBRE 1971, N. 1086 ED IN SOSTITUZIONE DEL DECRETO MINISTERIALE 30 MAGGIO 1974.

0. SIMBOLI.

Valgono in proposito le indicazioni di cui al punto 0. della parte 1ª.

1. CONGLOMERATI CEMENTIZI.

1.1. MATERIALI.

I materiali debbono rispondere alle caratteristiche definite nell'allegato 1.

1.2. IMPASTI.

Gli impasti debbono rispondere alle caratteristiche definite nell'allegato 1.

1.3. CONTROLLI SUL CONGLOMERATO.

La determinazione della resistenza caratteristica del conglomerato si effettua con le modalità di cui all'allegato 2.

1.4. TENSIONI NORMALI AMMISSIBILI.

Non possono essere utilizzati conglomerati con $R'_{bk} < 300$ kg/cm². Nei calcoli statici non può essere considerata una $R'_{bk} > 550$ kg/cm². Per $R'_{bk} \geqq 400$ kg/cm² si richiedono controlli statistici sia preliminari che in corso d'impiego e calcolazioni accurate delle strutture.

1.4.1. *Tensioni di esercizio.*

Le tensioni normali di esercizio non devono superare a compressione il valore $\bar{\sigma}'_b = 0,38\ R'_{bk}$. Sono ammesse tensioni di trazione al massimo uguali a $\bar{\sigma}_b = 0,06\ R'_{bk}$, a condizione che nella zona tesa siano disposte armature sussidiarie di acciaio ad aderenza migliorata, opportunamente diffuse, in misura tale che il prodotto della loro sezione complessiva, per il tasso convenzionale di 1800 kg/cm², corrisponda all'intero sforzo di trazione calcolato a sezione interamente reagente.

Nelle travi ad armatura post-tesa, anche in assenza di tensioni di trazione, la percentuale di armatura sussidiaria longitudinale non dovrà essere inferiore allo 0,1% dell'area complessiva dell'anima e dell'eventuale ringrosso dal lato dei cavi.

Per le travi ad armatura pre-tesa sono ammesse tensioni di trazione fino a $0,03\ R'_{bk}$, senza aggiunta di armatura sussidiaria, purchè l'armatura pre-tesa sia ben diffusa nelle zone soggette a trazione.

Non sono ammesse tensioni di trazione ai lembi, nei seguenti casi:

a) quando la fessurazione compromette la funzionalità della struttura;

b) in tutte le strutture sotto l'azione del solo carico permanente (peso proprio e sovraccarico permanente), ove il sovraccarico variabile possa incrementare le trazioni;

c) nelle strutture site in ambiente aggressivo;

d) nelle strutture costruite per conci prefabbricati, nelle quali non si possa sperimentalmente dimostrare che il giunto dispone di una resistenza a trazione almeno equivalente a quella della zona corrente.

1.4.2. *Tensioni iniziali.*

All'atto della precompressione le tensioni non debbono superare a compressione il valore di $\bar{\sigma}'_b = 0,48\ R'_{bkj}$; essendo R'_{bkj} la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato a j giorni di stagionatura, calcolata con le stesse modalità di cui al punto 1.3. per R'_{bk}.

Sono ammesse tensioni di trazione $\bar{\sigma}_b = 0,08\ R'_{bkj}$ fermo restando l'obbligo specificato al punto 1.5.1., di disporre armature metalliche come ivi indicato, ma proporzionate al tasso convenzionale massimo di 2200 kg/cm². Nelle travi ad armature pre-tese sono ammesse tensioni di trazione iniziali pari a $0,04\ R'_{bkj}$ senza aggiunta di armatura sussidiaria purchè l'armatura pre-tesa sia ben diffusa nella zona soggetta a trazione. Qualora si ammettano tensioni iniziali elevate si dovrà considerare il rischio che le contro-frecce assumano nel tempo valori eccessivi.

In fasi intermedie e transitorie della costruzione è consentito superare nel conglomerato il limite a trazione innanzi stabilito purchè le fasi successive provochino l'annullamento dello stato di trazione.

In tali condizioni dovrà considerarsi la parzializzazione della sezione durante la predetta fase transitoria e le armature, disposte come precisato al punto 1.5.1., dovranno verificarsi in conformità alle norme e prescrizioni valide per le sezioni pressoinflesse di conglomerato cementizio armato normale. La resistenza a trazione del conglomerato nelle zone virtualmente fessurate non potrà tenersi in conto nelle verifiche a taglio e nella eventuale verifica a fessurazione.

Nella zona di ancoraggio delle armature si possono tollerare compressioni locali prodotte dagli apparecchi di ancoraggio pari a:

$$\frac{R'_{bkj}}{1,3}.$$

Quando la testata della trave sia prefabbricata in conglomerato, R'_{bkj} rappresenta la resistenza caratteristica a compressione del conglomerato della testata medesima. In tal caso si controllerà inoltre che la pressione di contatto sotto la testata prefabbricata, valutata nell'ipotesi di distribuzione uniforme con diffussione a 45° attraverso la testata, rispetti la limitazione precedente.

Qualora gli apparecchi di ancoraggio non siano applicati sulla superficie del conglomerato, ma incassati nel corpo della trave, nella valutazione della pressione trasmessa si può tener conto anche della diffusione della forza per attrito laterale lungo le superfici dell'apparecchio; tale contributo, tanto maggiore quanto maggiore è l'aderenza assicurata dalla scabrosità delle superfici laterali dell'apparecchio, non dovrà, sotto le migliori condizioni, superare il limite massimo del 50% dello sforzo totale.

Qualora le zone di influenza di apparecchi vicini si sovrappongano, le pressioni vanno sommate.

Verifiche locali dovranno eseguirsi per gli ancoraggi fissi annegati.

1.5. TENSIONI AMMISSIBILI DI TAGLIO.

La verifica della sollecitazione di taglio comporta:

a) la determinazione delle massime tensioni principali;

b) il calcolo eventuale delle armature (vedi punto 3.4.).

1.5.1. *Tensioni principali.*

Di regola la determinazione delle massime tensioni principali si effettua convenzionalmente in corrispondenza della fibra baricentrica della sezione trasversale.

Le tensioni principali di trazione e compressione non debbono superare i limiti fissati al punto 1.4. Quando la tensione principale di trazione supera i $\frac{2}{3}$ dei limiti sopraindicati le tensioni principali di compressione non devono superare $0,24\ R'_{bk}$.

Per sezioni di forma particolare potrà essere necessario accertare che la verifica suddetta sia effettivamente significativa per tutte le fibre della sezione.

Per valori della tensione principale di trazione minori od uguali a $0,02\ R'_{bk}$ non è richiesto il calcolo delle armature resistenti a taglio, ma dovranno comunque disporsi nelle travi staffe aventi sezione complessiva, per metro lineare, non inferiore a $0,2b$ cm², essendo b lo spessore minimo dell'anima misurata in centimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. Le staffe debbono essere collegate da armature longitudinali.

Nella valutazione delle tensioni tangenziali occorrerà considerare la sezione trasversale depurata dei fori di passaggio dei cavi.

Nel caso di sollecitazione combinata di taglio e torsione, il valore ammissibile della tensione principale di trazione potrà essere aumentato del 10%, fermi restando i limiti stabiliti per tale tensione nella verifica riferita al solo taglio. Se del caso, si dovrà verificare la fibra di attacco all'anima della suola delle travi a T o a cassone.

1.5.2. *Travi a conci.*

Nelle travi a conci con giunti lisci riempiti con malta cementizia il rapporto fra lo sforzo di taglio e lo sforzo normale non deve superare, in corrispondenza dei giunti, il valore 0,35. Qualora tale rapporto risulti maggiore di 0,35 le superfici dei conci contigui debbono essere munite di apposite dentellature o rese solidali con l'impiego di adesivi adeguatamente sperimentati e controllati.

1.6. MODULO ELASTICO.

Per il modulo elastico, in mancanza di diretta sperimentazione (da eseguirsi secondo UNI 6556-69), si assume in sede di progetto il valore:

$$E'_b = 18.000 \sqrt{R'_{bk}} \quad [\text{kg/cm}^2]$$

Tale formula non è applicabile ai calcestruzzi maturati a vapore. Essa non è da considerarsi vincolante nell'interpretazione dei controlli sperimentali delle strutture.

1.7. DEFORMAZIONI LENTE.

1.7.1. *Ritiro.*

Il ritiro è mediamente pari a 0,0004. Per il calcolo delle cadute di tensione, salvo più precise valutazioni sperimentali, si assumeranno i seguenti valori:

0,0003 se la struttura viene precompressa prima di 14 giorni di stagionatura;

0,00025 se la struttura viene precompressa dopo 14 giorni di stagionatura.

Per strutture particolarmente sottili dovranno adottarsi valori superiori.

1.7.2. *Viscosità.*

La deformazione lenta sotto carico, depurata del ritiro, deve valutarsi pari ad almeno 2 volte la deformazione elastica, sempre che la struttura venga sollecitata non prima di 14 giorni di stagionatura.

Se la struttura viene invece sollecitata entro un tempo minore, la deformazione lenta sotto carico si assumerà non inferiore a 2,3 volte la deformazione elastica.

Se la maturazione del conglomerato avviene con procedimenti particolari, è ammessa l'adozione di un minor valore della deformazione lenta purchè sperimentalmente giustificato.

Il calcolo della caduta di tensione per viscosità dovrà essere effettuato con riferimento alla tensione che nella sezione considerata, agisce sulla fibra di conglomerato posta al livello dell'armatura.

Nelle travi, ad armatura pre-tesa, nella esecuzione delle quali intercorre sempre un intervallo di tempo tra la tesatura e l'applicazione dello sforzo di precompressione al conglomerato, il calcolo della deformazione elastica del calcestruzzo, necessario per la successiva valutazione di quella differita nel tempo, dovrà basarsi sul valore assunto dalla tensione nell'acciaio al momento dell'applicazione dello stato di coazione al conglomerato, desunto dalla curva sperimentale di rilassamento determinata in condizioni simili a quelle presenti in fase esecutiva, ponendo particolare attenzione all'influenza sul rilassamento dell'acciaio dell'eventuale riscaldamento utilizzato per accelerare l'indurimento del conglomerato.

2. ACCIAI.

2.1. GENERALITÀ.

Le prescrizioni seguenti si riferiscono agli acciai per armature da precompressione forniti sotto forma di:

Filo: prodotto trafilato di sezione piena che possa fornirsi in rotoli;

Barra: prodotto laminato di sezione piena che possano fornirsi soltanto in forma di elementi rettilinei;

Trecce: gruppi di 2 o 3 fili avvolti ad elica intorno al loro comune asse longitudinale; passo e senso di avvolgimento dell'elica sono eguali per tutti i fili della treccia;

Trefoli: gruppi di fili avvolti ad elica in uno o più strati intorno ad un filo rettilineo disposto secondo l'asse longitudinale dell'insieme e completamente ricoperto dagli strati. Il passo e il senso di avvolgimento dell'elica sono eguali per tutti i fili di uno stesso strato.

Fili e barre possono essere lisci, ondulati, con impronte, tondi o di altre forme; vengono individuati mediante il diametro nominale o il diametro nominale equivalente riferito alla sezione circolare equipesante.

2.2. Composizione chimica.

Il produttore deve controllare la composizione chimica e la struttura metallografica al fine di garantire le proprietà meccaniche prescritte.

2.3. Grandezze geometriche e meccaniche. Controlli.

Le grandezze qui di seguito elencate: d, A, R_{ak}, R_{ak} (S), R_{ak} (0,2), R_{ak} (1), l, E_a, N, α (180°) ed eventualmente L ed r debbono fare oggetto di garanzia da parte del produttore ed i corrispondenti valori garantiti figurare al catalogo di cui all'ultimo comma del presente punto;

Il controllo sarà eseguito secondo le modalità e le prescrizioni indicate nei punti successivi e nell'allegato 3;

Pertanto i valori delle grandezze:

— d, A, E_a saranno confrontati con quelli che derivano dall applicazione, ai valori nominali, delle tolleranze prescritte rispettivamente ai punti 3.1. e 3.6. dell'allegato 3.

— R_{ak}, $R_{ak}(S)$, R_{ak} (0,2), R_{ak} (1), ottenuti applicando ai valori singoli di R_a, $R_a(S)$, R_a (0,2), R_a (1) le formule di cui ai punti 1. e 2. dell'allegato 3, saranno confrontati con i corrispondenti valori garantiti R_{akG}, R_{akG} (S), R_{akG} (0,2), R_{akG} (1) che figurano nel catalogo del produttore.

— l, N, α (180°) saranno confrontati con quelli prescritti rispettivamente ai punti 3.3., 3.8. e 3.9. dell'allegato 3;

— L ed r, saranno confrontati con i valori che, eventualmente, figurano nel catalogo del produttore.

Si prenderà inoltre in considerazione la forma del diagramma sforzi deformazione.

Le presenti norme prevedono due forme di controllo:

— controlli in cantiere;

— controlli nello stabilimento di produzione.

Quando i controlli siano eseguiti in cantiere, essi si riferiscono a lotti di spedizione. Quando i controlli siano eseguiti in stabilimento, si riferiscono a lotti di fabbricazione.

Lotti di spedizione:

lotti del peso massimo di 30 t, spediti in un'unica volta, costituiti da prodotti aventi grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione).

Lotti di fabbricazione:

si riferiscono a produzione continua, ordinata cronologicamente mediante apposizione di contrassegni al prodotto finito (numero di rotolo finito, della bobina di trefolo e del fascio di barre). Un lotto di fabbricazione deve avere grandezze nominali omogenee (dimensionali, meccaniche, di formazione) ed essere di peso compreso tra 30 e 100 tonnellate.

Qualunque sia la forma di controllo adottata, il produttore dovrà accompagnare tutte le spedizioni con un proprio certificato di collaudo riferentesi ad un numero di prove almeno pari a quello indicato nella colonna 2 della tabella 1 dell'allegato 3.

Ai produttori di acciai per c.a.p. è fatto obbligo di tenere depositato presso il Ministero dei Lavori pubblici - Servizio tecnico centrale - il catalogo aggiornato della loro produzione, contenente tutti i dati tecnici secondo le prescrizioni delle presenti norme.

2.3.1. *Controlli in cantiere.*

2.3.1.1. Controlli in cantiere su acciai non controllati in stabilimento.

I controlli in cantiere, obbligatori quando non siano stati effettuati i controlli in stabilimento con le modalità di cui al punto 2.3.3. si effettuano su ciascun lotto di spedizione a cura di un laboratorio ufficiale su campioni prelevati dal direttore dei lavori, con le modalità e le prescrizioni indicate nell'allegato 3 e nella tabella 1.

I controlli delle grandezze d, l, N o α (180°) vanno effettuati su tutti i saggi prelevati.

I controlli della fatica (L) e del rilassamento (r) sono facoltativi.

Il controllo della resistenza a fatica è tuttavia obbligatorio almeno su un saggio per ogni lotto di spedizione, qualora l'oscillazione della tensione di esercizio nella struttura, che può dare luogo a fenomeni di fatica per l'elevato numero di ripetizioni probabili, superi 6 kg/mm².

2.3.1.2. Controlli in cantiere di acciai già sottoposti a controlli in stabilimento.

Qualora il direttore dei lavori ritenesse di ricontrollare in cantiere forniture di acciai già sottoposti a controllo in stabilimento e che rispondano ai requisiti di cui sopra, valgono le seguenti norme. Effettuato un prelievo di dieci saggi provenienti da una stessa fornitura ed appartenenti ad una stessa categoria si determinano mediante prove effettuate presso un laboratorio ufficiale, i corrispondenti valori medi g_{mn} di R_{ak}, R_a (0,2), R_a (1), R_a (S) ed i relativi scarti quadratici δ_n; si controllano inoltre le grandezze d, l, E_a, N o α (180°).

2.3.2. *Condizioni di accettazione dei prodotti controllati in cantiere.*

2.3.2.1. Condizioni di accettazione dei prodotti controllati in cantiere e non controllati in stabilimento.

Se i valori caratteristici R_{ak}, $R_{ak}(S)$, $R_{ak}(0,2)$, $R_{ak}(1)$ non rispettano la garanzia di cui al catalogo del produttore, è concesso di estendere il controllo ad un numero doppio di saggi applicando all'insieme dei risultati disponibili le formule (A), (B) e (C) dell'allegato n. 3.

Se dopo tale ulteriore controllo la garanzia non fosse ancora rispettata, il lotto può essere scartato, oppure, a giudizio del direttore dei lavori, utilizzato attribuendogli i valori caratteristici trovati.

Tale prescrizione è però condizionata dalle seguenti limitazioni dello scarto quadratico medio:

— non superiore al 3% del valore medio per R_a;

— non superiore al 4% per R_a (S), R_a (0,2), R_a (1).

Se tali limiti non sono rispettati anche controllando un numero doppio di saggi, il lotto viene scartato.

Se in un rotolo, bobina o fascio le grandezze d, l, E_a, N o α (180°) ed eventualmente L, r non rispettano le prescrizioni di cui all'allegato 3 (punto 3.) e i dati del catalogo, si ripetono le prove che hanno dato esito non conforme su due saggi dello stesso rotolo, bobina o fascio. Se i risultati delle prove sono tutti conformi il lotto è accettato; in caso contrario il relativo rotolo, bobina, o fascio viene scartato e la prova viene ripetuta su saggi prelevati da altri due rotoli, bobine o fasci dello stesso lotto che dovranno dare entrambi risultati conformi per l'accettazione del lotto.

2.3.2.2. Condizioni di accettazione di acciai già sottoposti a controlli in stabilimento e ricontrollati in cantiere.

I risultati delle prove di cui al punto 2.3.1.2. vengono considerati compatibili con quelli ottenuti in stabilimento se le grandezze d, A, l, E_a, N, α (180°) rispettano le prescrizioni di cui all'allegato 3, punto 3. e se:

— per le tensioni di rottura R_a:

$$g_{mn} \geq 1{,}03\ R_{ak}\ G$$
$$\delta_n \leq 0{,}05\ R_{ak}\ G$$

— per le grandezze R_a (0,2), R_a (1), R_a (S):

$$g_{mn} \geq 1{,}04 \begin{cases} R_{ak}\ G\ (0{,}2) \\ R_{ak}\ G\ (1) \\ R_{ak}\ G\ (S) \end{cases}$$

$$\delta_n \leq 0{,}07 \begin{cases} R_{ak}\ G\ (0{,}2) \\ R_{ak}\ G\ (1) \\ R_{ak}\ G\ (S) \end{cases}$$

nelle quali i valori garantiti $R_{ak}\ G$, $R_{ak}\ G$ (0,2), $R_{ak}\ G$ (1), $R_{ak}\ G$ (S) sono quelli che figurano nel catalogo del produttore.

Se tali diseguaglianze non sono verificate, o se non sono rispettate le prescrizioni di cui all'allegato 3, valgono le disposizioni di cui al punto 2.3.2.1.

2.3.3. *Controlli in stabilimento.*

I produttori possono richiedere l'esecuzione, presso i propri stabilimenti di produzione, di prove a carattere statistico sotto il controllo di un laboratorio ufficiale secondo le modalità di cui all'allegato 3. Il controllo di qualità può anche essere affidato ad organismi ufficialmente riconosciuti.

I produttori di acciai controllati in stabilimento dovranno contrassegnare cronologicamente la loro produzione numerando i successivi lotti di fabbricazione. Per ciascun lotto saranno tenuti ad eseguire presso lo stabilimento di produzione controlli continuativi geometrici e meccanici dei quali riporteranno i risultati in appositi registri. Dovrà inoltre essere documentata la conformità statistica fra i risultati dei controlli in stabilimento e quelli continuativi da loro stessi eseguiti.

2.3.4. *Condizioni di accettazione di prodotti controllati in stabilimento.*

Tutte le forniture di acciai sottoposti a controlli in stabilimento possono essere accettate se accompagnate da un certificato di un laboratorio ufficiale riferentesi al tipo di armatura di cui trattasi e munite di un sigillo sulle legature con marchio del produttore. La data del certificato deve essere non anteriore di 3 mesi alla data di spedizione. Limitatamente alla resistenza a fatica e al rilassamento il certificato è utilizzabile se ha data non anteriore di un anno alla data di spedizione.

Tale periodo può essere prolungato fino a 6 mesi qualora il produttore abbia comunicato ufficialmente al laboratorio incaricato del controllo di avere sospeso la produzione; nel qual caso il certificato dovrà essere accompagnato da copia di detta comunicazione.

Qualora la sospensione della produzioni si prolunghi per oltre 5 mesi, la procedura di qualificazione dovrà essere ripresa *ab initio.*

Il certificato può essere utilizzato senza limitazione di tempo per i lotti cui si riferiscono le prove citate nel certificato stesso.

Qualora in cantiere non si possa individuare in modo incontrovertibile l'origine del materiale, dovrà essere richiesta dal direttore dei lavori l'effettuazione, a cura di un laboratorio ufficiale, di controlli come in 2.3.1. e 2.3.2.

2.4. REQUISITI.

Gli acciai possono essere forniti in rotoli (fili, trecce, trefoli), su bobine (trefoli), in fasci (barre).

I fili debbono essere forniti in rotoli di diametro tale che, all'atto dello svolgimento, allungati al suolo su un tratto di 10 m non presentino curvatura con freccia superiore a 400 mm; il produttore deve indicare il diametro minimo di avvolgimento.

Ciascun rotolo di filo liscio, ondulato, con impronte dovrà essere esente da saldature.

Sono ammesse le saldature di fili destinati alla fabbricazione di trecce e di trefoli se effettuate prima della trafilatura; per i trefoli sono ammesse saldature anche durante l'operazione di cordatura purché tali saldature siano opportunamente distanziate e sfalsate.

2.4.1. *Condizioni degli acciai all'atto della posa in opera.*

All'atto della posa in opera gli acciai devono presentarsi privi di ossidazione, corrosione, difetti superficiali visibili, pieghe.

È tollerata un'ossidazione che scompaia totalmente mediante sfregamento con un panno asciutto.

Non è ammessa in cantiere alcuna operazione di raddrizzamento.

2.4.2. *Prelievo dei saggi.*

I saggi destinati ai controlli non debbono essere avvolti con diametro inferiore a quello della bobina o rotolo di provenienza.

I saggi debbono essere prelevati con le lunghezze richieste dal laboratorio ufficiale di destinazione ed in numero sufficiente per eseguire eventuali prove di controllo successive.

I saggi debbono essere adeguatamente protetti nel trasporto.

2.5. TENSIONI AMMISSIBILI PER GLI ACCIAI DA PRECOMPRESSO.

2.5.1. *Tensioni ammissibili.*

Le tensioni devono essere limitate ai seguenti valori riferiti a quelli caratteristici garantiti dal produttore:

— strutture ad armatura post-tesa:

fili o trecce $\begin{cases} \sigma_{api} \leq 0{,}85\ R_{ak}\ G\ (0{,}2) \\ \sigma_{ap} \leq 0{,}60\ R_{ak}\ G \end{cases}$

trefoli $\begin{cases} \sigma_{api} \leq 0{,}85\ R_{ak}\ G\ (1) \\ \sigma_{ap} \leq 0{,}60\ R_{ak}\ G \end{cases}$

barre $\begin{cases} \sigma_{api} \leq 0{,}85\ R_{ak}\ G\ (S) \\ \sigma_{ap} \leq 0{,}60\ R_{ak}\ G \end{cases}$

Sono ammesse sovratensioni, ai lembi del 10% indotte dalla curvatura delle barre. Volendo conseguire raggi minori di quelli consentiti dai limiti suddetti si dovranno preformare le barre mediante piegatura a freddo.

— strutture ad armatura pre-tesa:

fili o trecce $\begin{cases} \sigma_{api} \leq 0{,}90\ R_{ak}\ G\ (0{,}2) \\ \sigma_{ap} \leq 0{,}60\ R_{ak}\ G \end{cases}$

trefoli $\begin{cases} \sigma_{api} \leq 0{,}90\ R_{ak}\ G\ (1) \\ \sigma_{ap} \leq 0{,}60\ R_{ak}\ G \end{cases}$

Il limite ammissibile indicato per σ_{ap} è il massimo di cui è consentita la presa in conto per valutare gli effetti favorevoli della precompressione.

A causa dell'attrito, le tensioni possono tuttavia superare localmente tale limite; di ciò si dovrà tenere conto là dove gli effetti della precompressione possano indurre condizioni di lavoro più severo. Comunque non può superarsi il valore limite della tensione iniziale σ_{api}.

Ciò può valere, fra l'altro, per la verifica al taglio in assenza del sovraccarico e per il comportamento a fatica degli acciai in prossimità degli ancoraggi.

2.5.2. *Tensioni dovute ai sovraccarichi.*

Negli acciai di pre-tensione possono ammettersi, per effetto dei sovraccarichi, incrementi dei limiti massimi di tensione di cui al punto 2.5.1. non superiori a $0,06\ R_{ak}\ G$.

Sotto l'effetto di quei sovraccarichi che possono dar luogo ad effetti di fatica per il grande numero di ripetizioni probabili, deve sempre sussistere un rapporto di sicurezza 2, fra l'intervallo di tensione cui l'acciaio è capace di resistere a fatica e l'intervallo fra la massima e la minima tensione cui è soggetto l'acciaio nella struttura (ivi compresi gli eventuali effetti di curvatura). Il confronto va riferito ai risultati di prove effettuate assumendo come tensione media la semisomma di questi ultimi valori.

2.6. CADUTE DI TENSIONE PER RILASSAMENTO.

2.6.1. *Caduta di tensione.*

In assenza di dati sperimentali afferenti al lotto considerato, la caduta di tensione per rilassamento a tempo infinito $\Delta\sigma_r\infty$ ad una temperatura di 20 °C e per una tensione iniziale $\sigma_{spi} = 0,75\ R_{ak}\ G$ può assumersi pari ai seguenti valori:

Tipo di acciaio	$\Delta\sigma_r\infty$
Acciai in tondo trafilati	$0,15\ \sigma_{spi}$
Trecce	$0,20\ \sigma_{spi}$
Trefoli	$0,18\ \sigma_{spi}$
Barre laminate.	$0,12\ \sigma_{spi}$

Si ammette che, al variare della tensione iniziale, la caduta per rilassamento vari con legge parabolica e che il relativo diagramma, tracciato in funzione di σ_{spi}, abbia ordinata nulla e tangente orizzontale per $\sigma_{spi} = 0,5\ R_{ak}\ G$.

La caduta a tempo infinito può altresì valutarsi partendo dalla media delle cadute misurate su almeno due campioni sottoposti a prove di rilassamento a 120 ore, applicando l'espressione:

$$\Delta\sigma_r\infty = 3\,\Delta\sigma_{r\,120h} + 0,03\,(\sigma_{spi} - 0,5\,R_{ak}\,G)$$

$$(\text{valida per } \sigma_{spi} \geqq 0,5\,R_{ak}\,G)$$

si opererà di regola con:

$$\sigma_{spi} = 0,75\,R_{ak}\,G$$

e, in mancanza di più precisi dati sperimentali, si ammetterà che la caduta vari in funzione di σ_{spi} con la suddetta legge parabolica. Partendo dai risultati di prove a 120 ore non possono comunque assumersi cadute inferiori alla metà di quelle indicate nel precedente capoverso.

Per le barre si rispetterà comunque il limite $\sigma_{spi} \leqq 0,85\ R_{ak}\ G$ (*S*).

Qualora si disponga di prove a lunga durata, la caduta per rilassamento a tempo infinito $\Delta\sigma_r\infty$ si valuta mediante l'espressione:

$$\Delta\sigma_t = \Delta\sigma_{rt} + C\,(\Delta\sigma_{rt} - \Delta\sigma_{r1000})$$

dove $\Delta\sigma_{r1000}$ e $\Delta\sigma_{rt}$ sono rispettivamente le cadute per rilassamento di catalogo per 1000 ore e per tempo $t \geqq 2000$ ore; C è un coefficiente dato dalla seguente tabella:

t in ore	C
2.000	9
5.000	3
10.000	1,5

Per tener conto dell'influenza del valore della tensione iniziale si potrà, sia operare per $\sigma_{spi} = 0,75\ R_{ak}G$ ed adottare la legge di variazione parabolica sopraindicata sia operare sulle tre tensioni $0,55\ R_{ak}\ G$, $0,65\ R_{ak}\ G$, $0,75\ R_{ak}\ G$ e dedurne una legge di variazione sperimentale.

Il rilassamento di armature che subiscano un ciclo termico dopo la messa in tensione è opportuno venga valutato sperimentalmente.

2.6.2. *Cadute di tensione per ritiro e rilassamento.*

Per tener conto dell'influenza reciproca fra le cadute di tensione per ritiro e «fluage» del calcestruzzo, indicate globalmente con la notazione $\Delta\sigma_{srf}$, e la caduta per rilassamento $\Delta\sigma_r\infty$ valutata secondo le prescrizioni di cui al punto 2.6.1., questa ultima può essere ridotta al valore $\Delta'\sigma_r\infty$ desunto dalla espressione:

$$\Delta'\sigma_r\infty = \Delta\sigma_r\infty\left(1 - \frac{2,5\,\Delta\sigma_{srf}}{\sigma_{spi}}\right)$$

La riduzione si applica alla sola frazione del rilassamento che avviene dopo l'applicazione dello stato di coazione al conglomerato. Tale avvertenza assume particolare importanza nel caso di maturazione a vapore.

In nessun caso la caduta per rilassamento a tempo infinito $\Delta'\sigma_r\infty$ corrispondente ad una tensione iniziale pari a $0,75\ R_{ak}$ e ad una temperatura di 20 °C potrà essere assunta inferiore a $0,04\ \sigma_{spi}$. Per altri valori della tensione iniziale, vale la legge di variazione parabolica sopraindicata.

3. CALCOLI STATICI.

3.1. GENERALITÀ.

Il calcolo delle tensioni va effettuato considerando le combinazioni più sfavorevoli della precompressione, nei suoi diversi stadi, e delle diverse condizioni di carico corrispondenti alle successive fasi di costruzione e di esercizio.

Nel computo delle caratteristiche geometriche delle sezioni vanno detratti gli eventuali vuoti per il passaggio dei cavi, quando complessivamente superino il 2% della sezione del conglomerato.

Nelle strutture a cavi non ancora iniettati si considera come resistente la sezione di conglomerato depurata dei fori; nelle strutture a cavi iniettati si può considerare collaborante l'armatura di precompressione con coefficiente di omogeneizzazione uguale a 6.

I procedimenti di calcolo relativi alle condizioni di esercizio devono essere condotti nell'ipotesi di elasticità dei materiali, valutando peraltro gli effetti delle cadute di tensione per deformazioni lente.

Quando si eserciti la precompressione su una struttura vincolata in modo che ne risulti ostacolata la libera deformazione va tenuto conto dello stato di sollecitazione derivante dalle reazioni di iperstaticità.

Nel calcolo delle reazioni iperstatiche si dovrà generalmente tener conto della variazione che lo sforzo di pre-tensione subisce lungo l'asse geometrico per effetto dell'attrito.

Nelle strutture ad armatura post-tesa la tensione iniziale nella sezione generica viene calcolata deducendo dalla tensione al martinetto le perdite per attrito lungo il cavo e per l'eventuale rientro degli apparecchi di ancoraggio e scorrimento dei fili bloccati (da non considerarsi nel computo di σ_{spi} di cui al punto 2.6.1.). Si dovrà tener conto altresì dell'effetto mutuo fra i cavi tesi successivamente indotto dalla deforma-

zione elastica della struttura. Nelle strutture ad armatura pre-tesa va considerata la caduta di tensione per deformazione elastica.

Successivamente si valuteranno gli effetti delle deformazioni lente:

— ritiro;
— « fluage » del conglomerato;
— rilassamento dell'acciaio.

Le cadute legate alle condizioni di sollecitazione del conglomerato e dell'acciaio vanno valutate suddividendo idealmente la struttura in tronchi e considerando lo stato di tensione ivi agente nei due materiali.

Nelle strutture eseguite e precompresse in più fasi le cadute per deformazione lenta vanno valutate in ciascuna fase, con riguardo alle caratteristiche geometriche, di carichi esterni ed alla precompressione presenti in tali fasi.

Nelle strutture miste, quando si eseguono getti successivi, va tenuto conto, almeno in via approssimata, degli sforzi prodotti dalla differenza delle deformazioni lente del conglomerato delle parti solidarizzate.

Per le strutture staticamente indeterminate, quando vengono operate variazioni dello schema strutturale (es. cerniere provvisorie) va tenuto conto delle variazioni delle reazioni vincolari conseguenti alle deformazioni lente, con particolare riferimento all'età dei getti.

L'effetto dei numerosi fattori che influiscono sull'entità e sull'andamento nel tempo delle deformazioni lente potrà valutarsi sulla base di una sintesi dei risultati sperimentali più aggiornati in materia.

Risponde a tale requisito la raccolta di dati contenuta nelle Raccomandazioni Internazionali FIP-CEB.

3.2. Effetti dell'attrito.

Il calcolo degli effetti dell'attrito si può effettuare come segue:

si determinano possibilmente in maniera diretta i coefficienti di attrito, sia nelle zone in cui il cavo conserva andamento rettilineo, sia in quelle a tracciato curvo; in mancanza si adotterranno i valori riportati nella tabella che segue, nella ipotesi che i fili siano privi di ossidazione:

Natura della guaina o della superficie di appoggio dei cavi	Coefficiente di attrito in linea m^{-1} f_e	Coefficiente di attrito in curva f_c
Calcestruzzo liscio	$5 \cdot 10^{-3}$	0,5
Lamierino metallico	$3 \cdot 10^{-3}$	0,3

Gli angoli sono espressi in radianti.

Per i cavi verrà considerata la somma della resistenza di attrito di cui alle due colonne della precedente tabella.

Nel caso illustrato in figura si ha, con sufficiente approssimazione,

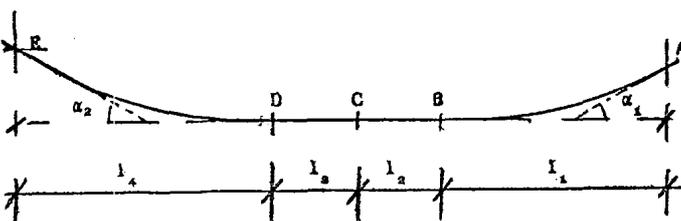



Fig. 3.2

supponendo di tendere con un unico martinetto applicato in A:

$$\sigma_B = \sigma_A (1 - f_e l_1 - f_c \cdot \alpha_1),$$
$$\sigma_C = \sigma_B (1 - f_e l_2),$$
$$\sigma_D = \sigma_C (1 - f_e l_3),$$
$$\sigma_E = \sigma_D (1 - f_e l_4 - f_c \cdot \alpha_2).$$

Stabilita così la legge di variazione della tensione lungo il cavo, se ne può dedurre l'allungamento da ottenere in A suddividendo il cavo in tronchi, calcolando in ciascun tronco la tensione media e deducendo il corrispondente allungamento unitario del diagramma sforzi-allungamenti dell'acciaio.

L'assestamento iniziale del cavo deve essere valutato sperimentalmente. In taluni casi, quando il cavo non venga preventivamente confezionato, questo effetto può assumere particolare importanza: la sua valutazione può essere eseguita iniziando la misura degli allungamenti a partire da una tensione sufficientemente elevata ed estrapolando fino all'asse delle deformazioni la legge sforzi-allungamenti rilevata a partire da tale prima lettura.

3.3. Ritaratura.

Tenuto presente quanto stabilito al punto 4.4.2. circa la protezione delle armature, quando si procede alla ritaratura delle tensioni, le cadute per ritiro e viscosità del conglomerato e rilassamento dell'acciaio possono essere ridotte fino ai seguenti valori:

a) effetto del ritiro e della viscosità del conglomerato:

$\Delta r = 15\%$ per $\Delta t \geqq 60$ giorni

b) effetto del rilassamento dell'acciaio:

$\Delta r = 30\%$ per $\Delta t \geqq 28$ giorni

essendo

Δr = coefficiente di riduzione

Δt = intervallo di ritaratura

In ogni caso vale la limitazione di cui al punto 2.6.2.

3.4. Calcolo delle armature al taglio.

Ferme restando le prescrizioni di cui al punto 1.5.1. le armature al taglio dovranno essere proporzionate in ciascuna fase di costruzione e di esercizio per il corrispondente valore del taglio, tenendo conto della componente di precompressione nel piano della sezione.

L'interasse Δx delle staffe si calcolerà con la formula

$$\Delta x = \frac{t}{T \, tg\beta} \cdot n \cdot \bar{\sigma}_a \cdot A_s$$

ove:

t braccio della coppia interna per la sezione fessurata,

$\bar{\sigma}_a$ tensione ammissibile per le staffe, definita al punto 2.5. delle norme della parte I^a^,

A_s area della sezione trasversale di un braccio della staffa,

n numero dei bracci di una staffa,

T sforzo di taglio risultante massimo,

$tg\,\beta = \frac{\sigma_{min}}{\tau}$ essendo σ_{min} la tensione principale di trazione valutata all'altezza della fibra baricentrica e τ la tensione tangenziale corrispondente a tale fibra.

Nella verifica a taglio delle travi la cui armatura sia ancorata per aderenza non si dovrà tener conto della precompressione nel tratto terminale compreso fra la testata ed una sezione posta a distanza della testata stessa pari a settanta volte il maggior diametro (effettivo od equivalente) della armatura prevista nel caso di acciai ad aderenza migliorata o di trefoli, e di cento volte detto diametro nel caso di fili lisci per i quali non può essere superato il diametro di 5 mm. In questo tratto, nei riguardi delle sollecitazioni tangenziali e del calcolo delle staffe e delle eventuali armature longitudinali aggiunte, valgono i criteri adottati per le opere in conglomerato cementizio armato normale di cui alla parte Iª.

Qualora in prossimità delle estremità delle travi si abbiano elevati momenti che possano dar luogo a lesioni del conglomerato nella zona di ancoraggio, le lunghezze indicate devono essere adeguatamente maggiorate.

3.5. SICUREZZA ALLA FESSURAZIONE.

Per le strutture collocate in ambiente aggressivo, zone marine o in presenza di agenti chimici, deve essere effettuata la verifica della sicurezza alla fessurazione.

Il coefficiente di sicurezza alla fessurazione è il più piccolo moltiplicatore dei carichi di esercizio che induce tensioni di rottura a flessione del conglomerato, e per le strutture inflesse è dato dalla formula:

$$\eta_t = \frac{M_t}{M_e}$$

dove:

M_t momento che provoca la fessurazione, calcolato in base alla sezione omogeneizzata interamente reagente ed alla resistenza a trazione per flessione (vedi ultimo comma del punto 3.2. dell'allegato 2);

M_e momento massimo di esercizio.

Il coefficiente di sicurezza alla fessurazione non deve essere inferiore ad 1,3.

3.6. SICUREZZA ALLA ROTTURA DELLA SEZIONE PER TENSIONI NORMALI.

Il coefficiente di sicurezza a rottura non deve essere minore di 1,75.

La verifica dello stato limite ultimo per sforzo normale e/o flessione delle sezioni va condotto con le seguenti ipotesi di calcolo:

1) diagramma delle deformazioni rettilineo;

2) deformazione a rottura del conglomerato compresso:

$\varepsilon'_{bu} = 0,35\%$ nel caso di pressione eccentrica o flessione

$\varepsilon'_{bu} = 0,2\%$ nel caso di pressione centrata;

3) diagramma di ripartizione delle tensioni di compressione fondato su comprovati accertamenti teorici e sperimentali; in particolare si può adottare il diagramma di compressione rettangolare esteso ad una altezza pari a 0,8 della altezza della zona compressa e con tensione convenzionale limite del conglomerato pari a:

$R'b = 0,55\ R'bk$ nel caso di pressione eccentrica e flessione;

$R'b = 0,40\ R'bk$ nel caso di sezioni considerate soggette a compressione centrata;

4) deformazione massima dell'acciaio teso, al di là della decompressione:

$\varepsilon_a = 1,0\%$ intendendosi per decompressione lo stato di tensione nulla del conglomerato alla altezza dell'armatura

5) resistenza di calcolo dell'acciaio pre-teso:

$R_a = R_{ak}$

resistenza di calcolo dell'acciaio ordinario:

$$R_a = \frac{R_{ak}(s)}{\gamma_a}$$

con:

$\gamma_a = 1$ per acciai controllati in stabilimento

$\gamma_a = 1,15$ per acciai controllati in cantiere;

6) la tensione dell'acciaio compresso da introdurre nei calcoli non deve superare quella corrispondente alla deformazione dello 0,2%.

3.7. PROVE SU STRUTTURE CAMPIONE E SU MODELLI.

Nel caso che la verifica sia riferita ad esperienze dirette su strutture campione, da effettuare sotto il controllo di un laboratorio ufficiale su un adeguato numero di elementi (non meno di quattro), il minimo valore del coefficiente di sicurezza rispetto alla resistenza sperimentale a rottura non deve essere inferiore a 2. Per produzione di serie in stabilimento i controlli devono avere carattere periodico.

Ove siano da temere fenomeni di instabilità globale o locale ovvero rottura senza preavviso, il coefficiente di sicurezza deve essere convenientemente maggiorato.

Per strutture di particolare complessità le ipotesi a base del calcolo potranno essere guidate dai risultati di prove su modelli.

3.8. STRUTTURE PER SOLAI CON ELEMENTI FABBRICATI IN SERIE IN STABILIMENTO.

Per elementi fabbricati e precompressi in serie in stabilimento per solai misti con laterizio o non, che comportino parti gettate in opera, valgono le seguenti ulteriori disposizioni.

3.8.1. *Elementi pre-tesi.*

Per elementi con armatura pre-tesa è ammessa la deroga di cui al punto 1.5.1. per l'armatura minima al taglio.

3.8.2. *Sezioni di campata.*

Per le sezioni soggette a momento positivo il calcolo di verifica dovrà eseguirsi trascurando la resistenza a trazione del conglomerato gettato in opera, tenendo conto del diverso valore dei moduli elastici dei costituenti la sezione resistente.

3.8.3. *Associazione degli elementi.*

Per le strutture parzialmente gettate in opera può omettersi la staffatura di collegamento quando la tensione tangenziale media tra elemento prefabbricato e conglomerato gettato in opera risulti inferiore a 3 kg/cm² per superfici di contatto lisce e 4 kg/cm² per superfici scabre, intendendo per tensione tangenziale media quella ottenuta calcolando lo sforzo di scorrimento totale agente su un elemento di lunghezza unitaria del travetto e ripartendolo uniformemente sullo sviluppo della zona di contatto effettiva; affinchè sia consentito fare assegnamento sulla aderenza occorre che i getti siano particolarmente curati e che la superficie dei travetti sia pulita.

In corrispondenza del lembo superiore dei travetti sono consentite in esercizio trazioni pari a:

$$7 + 0,06\ R'_{bk}\ [kg/cm^2].$$

3.8.4. *Sezioni di estremità.*

Per le sezioni soggette a momenti negativi è ammessa anche la verifica a rottura attribuendo al conglomerato precompresso una resistenza a compressione pari alla differenza fra l'effettiva resistenza prismatica a 28 giorni e la sollecitazione teorica di precompressione a deformazioni lente esaurite, aumentata del 15 % ed al conglomerato non precompresso la resistenza prismatica a 28 giorni.

Il coefficiente di sicurezza a rottura sarà quello prescritto per il conglomerato cementizio armato.

3.8.5. *Getti in opera.*

Per le parti gettate in opera, non precompresse, valgono le disposizioni vigenti per il conglomerato cementizio armato normale di cui alla parte 1ª.

4. NORME DI ESECUZIONE.

4.1. COMPATTAZIONE DEI GETTI.

Il getto deve essere costipato per mezzo di pervibratori ad ago od a lamina, ovvero con vibratori esterni facendo particolare attenzione a non deteriorare le guaine dei cavi.

4.2. SPESSORE DI RICOPRIMENTO DELLE ARMATURE DI PRECOMPRESSIONE.

Le superfici esterne dei cavi devono distare dalla superficie del conglomerato non meno di 25 mm nei casi normali, e non meno di 35 mm in caso di strutture site in ambiente aggressivo. Il ricoprimento delle armature pre-tese non deve essere inferiore a 15 mm o al diametro massimo dell'inerte impiegato.

4.3. TESTATE DI ANCORAGGIO DELL'ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE.

Dietro gli apparecchi di ancoraggio deve disporsi una armatura tridirezionale atta ad assorbire, con largo margine, gli sforzi di trazione e di taglio derivanti dalla diffusione delle forze concentrate, ivi comprese le eventuali reazioni vincolari.

4.4. POSA DELLE BARRE, DEI CAVI E LORO MESSA IN OPERA.

Nel corso dell'operazione di posa si deve evitare, con particolare cura, di danneggiare l'acciaio con intagli, pieghe, etc.

Si deve altresì prendere ogni precauzione per evitare che i fili subiscano danni di corrosione sia nei depositi di approvvigionamento sia in opera, fino alla ultimazione della struttura. All'atto della messa in tiro si debbono misurare contemporaneamente lo sforzo applicato e l'allungamento conseguito; i due dati debbono essere confrontati tenendo presente la forma del diagramma sforzi-allungamenti a scopo di controllo delle perdite per attrito.

4.4.1. *Operazioni di tiro.*

Qualora all'atto del tiro si riscontrino perdite per attrito superiori a quelle previste in progetto, un'aliquota di queste, fino ad un massimo di 10 kg/mm² potrà essere compensata da una maggiore tensione di carattere temporaneo.

I risultati conseguiti nelle operazioni di tiro, ossia le letture ai manometri e gli allungamenti misurati, verranno registrati in apposite tabelle sulle quali saranno preventivamente indicate le tensioni iniziali delle armature e gli allungamenti teorici.

Il dispositivo di misura dello sforzo deve essere possibilmente indipendente dalle apparecchiature per indurre la pre-tensione.

I manometri debbono essere frequentemente tarati.

Si deve inoltre effettuare preventivamente una misura degli attriti che si sviluppano all'interno del martinetto.

All'atto del tiro si confronteranno gli allungamenti rilevati con quelli previsti dal calcolo.

Un'insufficienza di allungamento, rivelando un attrito superiore a quello supposto, richiede la messa in atto di appositi accorgimenti innalzando la tensione iniziale fino al massimo consentito e, all'occorrenza all'attuazione di procedimenti particolari, quale lubrificazione che però non deve alterare la successiva aderenza tra armatura e malta delle iniezioni.

Un'eccedenza di allungamento, quando non sia dovuta al cedimento dell'ancoraggio opposto o all'assestamento iniziale del cavo, ciò che si deve accertare con particolare attenzione, indica un attrito inferiore a quello previsto; in tal caso si deve ridurre la tensione per evitare che la tensione finale lungo il cavo sia superiore a quella ammessa.

4.4.2. *Protezione dei cavi ed iniezioni.*

Le guaine dei cavi devono essere assolutamente stagne e le giunzioni dovranno essere efficacemente protette.

Alla buona esecuzione delle iniezioni è affidata la conservazione nel tempo delle strutture in c.a.p. a cavi e pertanto qui di seguito vengono fornite dettagliate indicazioni al riguardo.

L'iniezione dei cavi scorrevoli ha due scopi principali:

a) prevenire la corrosione dell'acciaio di precompressione;

b) fornire un'efficace aderenza fra l'acciaio ed il conglomerato.

4.4.2.1. Caratteristiche della malta.

La malta deve essere fluida e stabile con minimo ritiro ed adeguata resistenza e non deve contenere agenti aggressivi. Deve essere composta da cemento, acqua ed eventuali additivi. Elementi inerti (ad esempio farina di sabbia) possono impiegarsi solo per guaine di dimensioni superiori a 12 cm nel rapporto in peso inerti/cemento $< 25\%$.

Gli additivi non debbono contenere ioni aggressivi (cloruri, solfati, nitrati, ecc.) e comunque non produrre un aumento di ritiro.

Possono impiegarsi resine sintetiche o bitume o altro materiale solo dopo averne dimostrato la validità mediante idonea documentazione sperimentale.

La malta deve essere sufficientemente fluida perchè la si possa correttamente iniettare nei canali. Si consiglia di controllare la fluidità della malta accertando che il tempo misurato al cono di Marsh sia compreso fra 13 e 25 secondi.

La resistenza a trazione per flessione a 28 giorni deve essere maggiore od eguale a 40 kg/cm².

Il tempo d'inizio della presa a 30 °C dovrà essere superiore a tre ore.

Il rapporto acqua/cemento, da determinare sperimentalmente per ogni tipo di cemento, sarà il minore possibile compatibilmente con la fluidità richiesta e comunque non dovrà superare 0,40, e 0,38 se con additivi, e inoltre deve essere tale che la quantità d'acqua di essudamento alla superficie della pasta, in condizioni di riposo, sia inferiore al 2%.

Il ritiro a 28 giorni non dovrà superare 2,8 mm/m.

4.4.2.2. Operazioni di iniezione.

a) Dopo l'impasto, la malta deve essere mantenuta in movimento continuo. È essenziale che l'impasto sia esente da grumi;

b) immediatamente prima dell'iniezione di malta, i cavi saranno puliti;

c) l'iniezione deve avvenire con continuità e senza interruzioni. La pompa deve avere capacità sufficiente perchè in cavi di diametro inferiore a 10 cm la velocità della malta sia compresa fra 6 e 12 m al minuto, senza che la pressione superi le 10 atmosfere;

d) la pompa deve avere un efficace dispositivo per evitare le sovrapressioni;

e) non è ammessa l'iniezione con aria compressa;

f) quando possibile l'iniezione si deve effettuare dal più basso ancoraggio o dal più basso foro del condotto;

g) per condotti di grande diametro può essere necessario ripetere l'iniezione dopo circa 2 ore;

h) la malta che esce dagli sfiati deve essere analoga a quella alla bocca di immissione e non contenere bolle d'aria.

Una volta chiusi gli sfiati si manterrà una pressione di 5 atm fin tanto che la pressione permane senza pompare per almeno 1 minuto;

i) la connessione fra l'ugello del tubo di iniezione ed il condotto deve essere realizzata con dispositivo meccanico e tale che non possa aversi entrata d'aria;

l) appena terminata l'iniezione, bisogna avere cura di evitare perdite di malta dal cavo. I tubi di iniezione devono essere di conseguenza colmati di malta se necessario.

4.4.2.3. Condotti.

a) I punti di fissaggio dei condotti debbono essere frequenti ed evitare un andamento serpeggiante;

b) ad evitare sacche d'aria dovranno essere disposti sfiati nei punti più alti del cavo;

c) i condotti debbono avere forma regolare, preferibilmente circolare.

La loro sezione deve risultare maggiore di:

$$A_o = 2{,}5 \sum_{i=1}^{i=n} ai$$

1

in cui *ai* è l'area del singolo filo o treccia, trefolo, barra ed *n* i loro numero; in ogni caso l'area libera del condotto dovrà risultare non minore di 4 cm^2

d) si devono evitare per quanto possibile brusche deviazioni o cambiamenti di sezione.

4.4.2.4. Iniezioni.

a) Fino al momento dell'iniezione nei cavi occorre proteggere l'armatura dall'ossidazione. Le iniezioni dovranno essere eseguite entro 8 giorni a partire dalla messa in tensione dei cavi, salvo casi eccezionali di ritaratura nei quali debbono essere adottati accorgimenti speciali al fine di evitare che possano iniziare fenomeni di corrosione;

b) in tempo di gelo è bene rinviare le iniezioni, a meno che non siano prese precauzioni speciali;

c) se si è sicuri che la temperatura della struttura non scenderà al di sotto di 5 °C nelle 48 ore seguenti alla iniezione, si può continuare l'iniezione stessa, con una malta antigelo, di cui sia accertata la non aggressività, contenente il 6 ÷ 10 % di aria occlusa;

d) se può aversi gelo nelle 48 ore seguenti all'iniezione, bisogna riscaldare la struttura, e mantenerla calda almeno per 48 ore, in modo che la temperatura della malta iniettata non scenda al di sotto di 5 °C;

e) dopo il periodo di gelo, bisogna assicurarsi che i condotti siano completamente liberi da ghiaccio o brina. È vietato il lavaggio a vapore.

5. PROVE DI CARICO.

Valgono integralmente le prescrizioni fornite al punto 6. della parte I[a].

PARTE 3[a]

NORME TECNICHE PER IL CALCOLO, L'ESECUZIONE ED IL COLLAUDO DELLE STRUTTURE IN ACCIAIO AI SENSI DELLA LEGGE 5 NOVEMBRE 1971, N. 1086, ED IN SOSTITUZIONE DEL DECRETO MINISTERIALE 30 MAGGIO 1974.

0. SIMBOLI

s spessore
h altezza
l lunghezza
d diametro
i raggio d'inerzia
J momento d'inerzia
W modulo di resistenza
N forza assiale
M momento flettente
T forza tagliante
M_t momento torcente
σ_m tensione di rottura
σ_s tensione di snervamento
σ_{id} tensione ideale
σ_{am} tensione normale ammissibile nel materiale base
τ_{am} tensione tangenziale ammissibile nel materiale base
σ_{rif} tensione di rifollamento
σ_x, σ_y, σ_z, τ_{xy}, τ_{xz}, tensioni nel riferimento generico
σ_I, σ_{II}, σ_{III}, tensioni nel riferimento principale
$\sigma_\perp$, $\sigma_{//}$, τ, tensioni nel riferimento convenzionale relativo al giunto
σ_b, τ_b valori medi delle tensioni nei bulloni o chiodi
σ_E tensione critica euleriana
σ_Q tensione critica
σ_{cf} tensione di confronto
E modulo di elasticità normale
G modulo di elasticità tangenziale
ν coefficiente di sicurezza
μ coefficiente di attrito
β coefficiente caratteristico di vincolo
λ snellezza
ω coefficiente di amplificazione dei carichi

1. OGGETTO.

Formano oggetto delle presenti norme le costruzioni di acciaio relative ad opere di ingegneria civile, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086.

Le presenti norme hanno lo scopo di precisare e raccogliere classificazioni, procedimenti esecutivi, caratteristiche dei materiali, coefficienti di sicurezza e metodi di prova per la corretta redazione dei progetti delle costruzioni di acciaio e per la loro buona esecuzione e conservazione nel tempo.

Nella progettazione si possono adottare i metodi di calcolo indicati nella norma CNR-UNI 10011-73, oppure altri metodi fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

2. MATERIALI: QUALITA' E PROVE.

2.0. GENERALITÀ.

Le presenti norme prevedono l'impiego degli acciai denominati tipo 1 e tipo 2, dei quali, ai punti successivi, vengono precisate le caratteristiche.

È consentito l'impiego di tipi di acciaio diversi da quelli previsti purchè venga garantita alla costruzione, con adeguata documentazione teorica e sperimentale, una sicurezza non minore di quella prevista dalle presenti norme.

È consentito l'impiego di tipi di acciaio diversi da quelli previsti purchè venga garantita alla costruzione, con adeguata documentazione teorica e sperimentale, una sicurezza non minore di quella prevista dalle presenti norme.

Per l'accertamento delle caratteristiche meccaniche indicate nel seguito, il prelievo dei saggi, la posizione nel pezzo da cui essi devono essere prelevati, la preparazione delle provette e le modalità di prova saranno rispondenti alle prescrizioni delle norme UNI.

Le presenti norme non riguardano gli elementi di lamiera grecata ed i profilati formati a freddo.

Per essi si debbono adottare i metodi di calcolo indicati nella norma CNR-UNI 10022-74 oppure altri metodi fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

2.1. ACCIAIO LAMINATO.

Gli acciai di uso generale laminati a caldo, in profilati, barre, larghi piatti, lamiere e tubi (anche tubi saldati provenienti da nastro laminato a caldo), dovranno appartenere a uno dei due tipi:

tipo 1
tipo 2

aventi le caratteristiche meccaniche indicate al punto 2.1.1.

Gli acciai destinati alle strutture saldate dovranno anche corrispondere alle prescrizioni del punto 2.3.

2.1.1. *Caratteristiche meccaniche.*

PROSPETTO 2-I

Simbolo	Caratteristica o parametro	Acciaio tipo 1		Acciaio tipo 2
σ_m	Tensione di rottura a trazione .... kg/mm²	da 37 a 47	da 42 a 52	da 52 a 62
σ_s	Tensione di snervamento .... kg/mm²	≧ 24 (1)	≧ 26 (1)	≧ 36 (1)
KV	Resilienza UNI 4713-69 .... kgm/cm²	≧ 3,5	≧ 3,5	≧ 3,5
A	Allungamento a rottura:			
	su barre, profilati e larghi piatti ..... %	≧ 28 (1)	≧ 26 (1)	≧ 22 (1)
	su lamiere e nastri larghi......... %	≧ 26 (1)	≧ 24 (1)	≧ 21 (1)
D	Diametro mandrino per prova di piegamento a freddo (secondo UNI 564), $a = 180°$ (a = spessore provetta)			
	per barre, profilati e larghi piatti..........	0,5 a	1,5a	2,5 a
	per lamiere e nastri larghi	1 a	2 a	3 a
z	Distanza tra le piastre nella prova di schiacciamento dei tubi, secondo UNI 5468-65 (s = spessore del tubo)	4 s	6 s	8 s

(1) Per le caratteristiche di snervamento ed allungamento valgono tutte le indicazioni di cui alla norma UNI 7070-72.

Tra gli acciai tipo 1 e tipo 2 rientrano gli acciai Fe 37, Fe 42 e Fe 52 dei gradi *B, C, D* della UNI 7070-72. Rientrano inoltre quegli acciai di classe superiore della UNI 7287-74 e della UNI 7091-72 che corrispondono alle caratteristiche indicate nel Prospetto 2.1.

2.2. ACCIAIO PER GETTI.

Per l'esecuzione di parti in getti delle opere di cui alle presenti istruzioni si devono impiegare getti di acciaio Fe G38VR, Fe G45VR, Fe G52VR UNI 3158-68 o equivalenti.

Quando tali acciai debbano essere saldati, devono sottostare alle stesse limitazioni di composizione chimica previste per gli acciai laminati di resistenza similare (vedi punto 2.3.1.).

2.3. ACCIAIO PER STRUTTURE SALDATE.

2.3.0. *Generalità.*

Gli acciai per strutture saldate, oltre le prescrizioni del paragrafo 2.1., devono soddisfare le altre indicate nei successivi paragrafi 2.3.1. e 2.3.2.

2.3.1. *Composizione chimica e grado di disossidazione degli acciai.*

Acciaio tipo 1.

Gli acciai da saldare con elettrodi rivestiti, oltre a soddisfare le condizioni indicate nel paragrafo 2.1., devono avere composizione chimica contenuta entro i limiti raccomandati dalla UNI 5132-74 per le varie classi di qualità degli elettrodi impiegati.

Nel caso di saldature di testa o d'angolo sul taglio di un laminato, gli acciai, oltre a soddisfare i limiti di analisi sopraindicati, devono essere di tipo semicalmato o calmato, salvo che vengano impiegati elettrodi rivestiti corrispondenti alla classe di qualità 4 della UNI 5132-74.

Gli acciai destinati ad essere saldati con procedimenti che comportano una forte penetrazione della zona fusa del metallo base, devono essere di tipo semicalmato o calmato e debbono avere composizione chimica, riferita al prodotto finito (e non alla colata), rispondente alla seguenti limitazioni:

acciaio semicalmato $C \leqq 0,24\%$ $P \leqq 0,055\%$ $S \leqq 0,55\%$;
acciaio calmato $C \leqq 0,22\%$ $P \leqq 0,045\%$ $S \leqq 0,050\%$.

Acciaio tipo 2.

Gli acciai dovranno essere di tipo calmato o semicalmato; è vietato l'impiego di acciaio effervescente. L'analisi effettuata sul prodotto finito deve risultare:

acciaio semicalmato $C \leq 0{,}26\%$ $M_n \leq 1{,}60\%$ $S_i \leq 0{,}60\%$ $P \leq 0{,}055\%$ $S \leq 0{,}055\%$;

acciaio calmato $C \leq 0{,}24\%$ $M_n \leq 1{,}60\%$ $S_i \leq 0{,}60\%$ $P \leq 0{,}045\%$ $S \leq 0{,}050\%$.

2.3.2. *Fragilità alle basse temperature.*

La temperatura minima alla quale l'acciaio di una struttura saldata può essere utilizzato senza pericolo di rottura fragile, in assenza di dati più precisi, deve essere stimata sulla base della temperatura t alla quale per detto acciaio può essere garantita una resilienza KV, secondo UNI 4714-69, di 3,5 kgm/cm².

La temperatura t deve risultare minore o eguale a quella minima di servizio per elementi importanti di strutture saldate soggetti a trazione con tensione prossima a quella ammissibile aventi spessori maggiori di 25 mm e forme tali da produrre sensibili concentrazioni locali di sforzi, saldature di testa o d'angolo non soggette a controllo, od accentuate deformazioni plastiche di formatura.

A parità di altre condizioni, via via che diminuisce lo spessore, la temperatura t potrà innalzarsi a giudizio del progettista fino ad una temperatura di circa 30 °C maggiori di quella minima di servizio per spessori dell'ordine di 10 mm. Un aumento può aver luogo anche per spessori fino a 25 mm via via che l'importanza dell'elemento strutturale decresce o che le altre condizioni si attenuino.

Il progettista, stimata la temperatura t alla quale la resilienza di 3,5 kgm/cm² deve essere assicurata, sceglierà nella unificazione o nei cataloghi dei produttori l'acciaio soddisfacente questa condizione.

2.4. SALDATURE.

2.4.1. *Procedimenti di saldatura.*

Possono essere impiegati i seguenti procedimenti:

— saldatura manuale ad arco con elettrodi rivestiti;

— saldatura automatica ad arco sommerso;

— saldatura automatica o semiautomatica sotto gas protettore (CO_2 o sue miscele);

— altro procedimento di saldatura la cui attitudine a garantire una saldatura pienamente efficiente deve essere previamente verificata mediante le prove indicate al successivo punto 2.4.2.

Per la saldatura manuale ad arco devono essere impiegati elettrodi omologati secondo UNI 5132-74 adatti al materiale base:

— per l'acciaio tipo 1 devono essere del tipo E 44 di classe di qualità 2, 3 o 4; per spessori maggiori di 30 mm o temperatura di esercizio minore di 0 °C saranno ammessi solo elettrodi di classe 4 B.

— per l'acciaio tipo 2 devono essere impiegati elettrodi tipo E 52 di classi di qualità 3 o 4; per spessori maggiori di 20 mm o temperature di esercizio minori di 0 °C saranno ammessi solo elettrodi di classe 4 B.

Per gli altri procedimenti di saldatura si dovranno impiegare i fili, i flussi (o i gas) e la tecnica esecutiva usati per le prove preliminari di verifica di cui al punto seguente.

2.4.2. *Prove preliminari dei procedimenti di saldatura.*

L'impiego di elettrodi omologati secondo UNI 5132-74 esime da ogni prova di qualifica del procedimento.

Per l'impiego degli altri procedimenti di saldatura occorre eseguire prove preliminari di verifica intese ad accertare.

— l'attitudine ad eseguire i principali tipi di giunto previsti nella struttura ottenendo giunti corretti sia per aspetto esterno che per assenza di sensibili difetti interni, da accertare con prove non distruttive o con prove di rottura sul giunto;

— la resistenza a trazione su giunti testa a testa, mediante provette trasversali al giunto, resistenza che deve risultare non inferiore a quella del materiale base;

— la capacità di deformazione del giunto, mediante provette di piegamento che dovranno potersi piegare a 180° su mandrino pari a 3 volte lo spessore per l'acciaio tipo 1, e a 4 volte lo spessore per l'acciaio tipo 2;

— la resilienza su provette intagliate a V secondo UNI 4713-69 ricavate trasversalmente al giunto saldato, resilienza che verrà verificata a + 20 °C se la struttura deve essere impiegata a temperatura maggiore o uguale a 0 °C, secondo UNI 4714-69 a 0 °C nel caso di temperature minori; nel caso di saldatura ad elettrogas o elettroscoria tale verifica verrà eseguita anche nella zona del materiale base adiacente alla zona fusa dove maggiore è stata l'alterazione metallurgica per l'alto apporto termico.

I provini per le prove di trazione, di piegamento, di resilienza ed eventualmente per altre prove meccaniche, se ritenute necessarie, verranno ricavati da saggi testa a testa saldati; saranno scelti allo scopo gli spessori più significativi della struttura.

2.4.3. *Classi delle saldature.*

Per giunti testa a testa, od a croce od a T, a completa penetrazione, si distinguono due classi di giunti.

I classe. - Comprende i giunti effettuati con elettrodi di qualità 3 o 4 secondo UNI 5132-74 o con gli altri procedimenti verificati di saldatura indicati al punto 2.4.1. e realizzati con accurata eliminazione di ogni difetto al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura. Tali giunti debbono inoltre soddisfare ovunque l'esame radiografico con i risultati richiesti per le radiografie di qualità I e II della collezione di radiografie pubblicata dall'I.I.W. (International Institute of Welding) o ad esame con ultrasuoni che accerti l'assenza di difetti maggiori di quelli ammessi per le radiografie.

L'aspetto della saldatura dovrà essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col metallo base specie nei casi di sollecitazione a fatica.

II classe. - Comprende i giunti effettuati con elettrodi di qualità 2, 3 o 4 secondo UNI 5132-74 e con gli altri procedimenti verificati di saldatura indicati al punto 2.4.1.

e realizzati egualmente con eliminazione dei difetti al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura, ma che non vengano ritenuti idonei a superare ovunque l'esame radiografico o con ultrasuoni con i risultati richiesti per la I classe. Comunque, i difetti presenti devono essere, per numero ed estensione contenuti entro ragionevoli limiti di accettabilità e i giunti devono essere esenti da incrinature o da sensibili mancanze di penetrazione.

L'aspetto della saldatura dovrà essere ragionevolmente regolare e non presentare bruschi disavviamenti col materiale base.

Per entrambe le classi l'estensione dei controlli radiografici deve essere stabilita dal direttore dei lavori, sentito eventualmente il progettista, in relazione alla importanza delle giunzioni e alle precauzioni prese dalla ditta esecutrice, alla posizione di esecuzione delle saldature e secondo che siano state eseguite in officina od al montaggio.

Per i giunti a croce o a T, a completa penetrazione nel caso di spessori $s > 30$ mm, l'esame radiografico o con ultrasuoni, atto ad accertare gli eventuali difetti interni verrà integrato con opportuno esame magnetoscopio sui lembi esterni delle saldature al fine di rilevare la presenza o meno di cricche da strappo.

Nel caso di giunto a croce sollecitato normalmente alla lamiera compresa fra le due saldature, dovrà essere previamente accertato, mediante ultrasuoni, che detta lamiera nella zona interessata dal giunto sia esente da sfogliature o segregazioni accentuate.

I giunti con cordoni d'angolo, effettuati con elettrodi aventi caratteristiche di qualità 2, 3 o 4 UNI 5132 o con gli altri procedimenti indicati al punto 2.4.1., devono essere considerati come appartenenti ad una unica classe caratterizzata da una ragionevole assenza di difetti interni e da assenza di incrinature interne o di cricche da strappo sui lembi dei cordoni. Il loro controllo verrà di regola effettuato mediante sistemi magnetici; la sua estensione verrà stabilità dal direttore dei lavori, sentito eventualmente il progettista e in base ai fattori esecutivi già precisati per gli altri giunti.

2.5. BULLONI.

I bulloni normali (conformi per le caratteristiche dimensionali alle UNI 5727-68, UNI 5592-68 e UNI 5591-65) e quelli ad alta resistenza (conformi alle caratteristiche di cui al prospetto 2-III) devono appartenere alle sottoindicate classi della UNI 3740-74, associate nel modo indicato nel prospetto 2-II.

PROSPETTO 2-II

Vite.	4.6	5.6	6.6	8.8	10.9
Dado	4A	4D	5S	6S	8G

2.6. BULLONI PER GIUNZIONI AD ATTRITO.

I bulloni per giunzioni ad attrito devono essere conformi alle prescrizioni del prospetto 2-III. Viti e dadi devono essere associati come indicato nel prospetto 2-II.

PROSPETTO 2-III

Elemento	Materiale	Unificazioni
Viti	10.9, secondo UNI 3740-74 8.8	UNI 5712-75
Dadi	8.3, secondo UNI 3740-74 6S	UNI 5713-75
Rosette . .	Acciaio C 50 UNI 5332-64 temperato e rinvenuto HRC 32 ÷ 40.	UNI 5714-75
Piastrine . .	Acciaio C 50 UNI 5332-64 temperato e rinvenuto HRC 32 ÷ 40	UNI 5715-75 UNI 5716-75

2.7. CHIODI.

Per i chiodi da ribadire a caldo si deve impiegare l'acciaio Fe 40 UNI 7356-74.

2.8. PROVE COMPLEMENTARI SUL MATERIALE PER COSTRUZIONI CHIODATE.

L'acciaio per costruzioni chiodate, che deve soddisfare le prescrizioni di cui al punto 2.1., ove ritenuto opportuno potrà essere assoggettato alle seguenti prove di perforazione, a temperatura ambiente:

a) punzonatura di una fila di fori di diametro d_1 tale che $2s < d_1 \geqq d$ (s spessore del laminato, d diametro previsto per i chiodi), con interasse dei fori e distanza dell'asse della fila dal margine dell'elemento non maggiore di $1,5\ d_1$;

b) attraverso un foro isolato, punzonato con diametro d a distanza dal margine come nella prova della lettera *a*), si fa passare, a colpi di martello, una spina di acciaio di diametro $d + 4$ mm.

Nelle prove non devono manifestarsi incrinature od altri difetti.

3. NORME DI CALCOLO: VERIFICA DI RESISTENZA.

3.0. GENERALITÀ.

Le strutture di acciaio realizzate con i materiali previsti al precedente punto 2. devono essere progettate per i carichi definiti dalle norme in vigore, secondo i metodi della scienza delle costruzioni e con le tensioni ammissibili indicate nel seguito.

3.0.1. *Tensioni ammissibili.*

Le tensioni ammissibili indicate nel seguito σ_{am} e τ_{am} si riferiscono alla condizione di carico I (azioni principali) definita nella norma CNR-UNI 10012-67 «Ipotesi di carico sulle costruzioni».

Le tensioni ammissibili per la condizione di carico II (azioni principali e complementari) sono da assumersi rispettivamente pari a:

$$1,125\ \sigma_{am} \text{ e } 1,125\ \tau_{am}.$$

3.0.2. *Verifiche.*

Sono obbligatorie le verifiche per ambedue le condizioni di carico.

Per ciascun elemento resistente devono valutarsi le azioni corrispondenti alle singole cause di sollecitazione, tenendo conto della maggiorazione per eventuali effetti dinamici. Gli sforzi secondari devono essere presi in considerazione quando particolari esigenze di progetto o di esecuzione richiedano disposizioni costruttive inconsuete.

3.1. MATERIALE BASE.

3.1.1. *Stati monoassiali.*

3.1.1.1. Tensioni ammissibili a trazione o compressione per acciaio laminato.

PROSPETTO 3-I

Materiale	σ_{am} kg/mm²
Acciaio tipo 1	16
Acciaio tipo 2	24

3.1.1.2. Tensioni ammissibili a trazione o compressione per pezzi di acciaio fuso, UNI 3158-68:

$Fe\ G38VR$: $\sigma_{am} = 12$ kg/mm²;
$Fe\ G45VR$: $\sigma_{am} = 15$ kg/mm²;
$Fe\ G52VR$: $\sigma_{am} = 17$ kg/mm².

3.1.2. *Stati pluriassiali.*

Per gli stati piani, i soli per i quali si possono dare valide indicazioni, si deve verificare che risulti $\sigma_{id} \leq \sigma_{am}$, essendo nel riferimento generico:

$$\sigma_{id} = \pm\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau_{xy}^2}$$

e nel riferimento principale:

$$\sigma_{id} = \pm\sqrt{\sigma_I^2 + \sigma_{II}^2 - \sigma_I \sigma_{II}}$$

in particolare per $\sigma_y = 0$ (per esempio nella sollecitazione di flessione accompagnata da taglio):

$$\sigma_{id} = \pm\sqrt{\sigma_x^2 + 3\tau_{xy}^2}$$

e nel caso di tensione tangenziale pura:

$$\sigma_{id} = \pm\tau\sqrt{3}$$

per cui la tensione tangenziale ammissibile vale:

$$\tau_{am} = 0{,}576\ \sigma_{am}$$

3.1.3. *Costanti elastiche.*

Per tutti gli acciai considerati si assumono i seguenti valori delle costanti elastiche:

— modulo di elasticità normale $E = 21.000$ kg/mm²
— modulo di elasticità tangenziale $G = 8.000$ kg/mm².

3.2. UNIONI A TAGLIO CON CHIODI E BULLONI.

Le tensioni ammissibili nei chiodi e nei bulloni sono riportate nel prospetto 3-II, nel quale σ_b e τ_b rappresentano i valori medi delle tensioni nella sezione; nel caso di sollecitazione composta di taglio e di trazione, deve essere verificata la relazione che compare nel prospetto seguente.

PROSPETTO 3-II

Elemento		Sollecitazione		Composta
		Taglio $\tau_{b,am}$ (kg/mm²)	Trazione (*) $\sigma_{b,am}$ (kg/mm²)	
Chiodi normali . .		12,0	5,0	
Classe dei bulloni secondo UNI 3740-74	4.6	10,5	10,5	$\left(\frac{\tau_b}{\tau_{b,am}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{b,am}}\right)^2 \leq 1$
	5.6	15,0	15,0	
	6.6	17,0	17,0	
	8.8	19,0	28,0	
	10.9	22,0	39,0	

(*) In assenza di apprezzabili flessioni parassite e di fenomeni di fatica nei bulloni le tensioni ammissibili a trazione per viti 4D, 5D, 6D sono elevate rispettivamente a 14, 18 e 20 kg/mm².

La pressione sul contorno del foro, riferita alla proiezione diametrale della superficie cilindrica del chiodo o del bullone, deve risultare:

$$\sigma_{rif} \leq 2\,\sigma_{am}.$$

Per chiodi e bulloni impegnati simmetricamente in due o più sezioni la σ_{rif} può essere maggiorata del 15%.

I bulloni di ogni classe devono essere convenientemente serrati.

3.3. UNIONI AD ATTRITO CON BULLONI.

La forza N_f, trasmissibile per attrito da ciascun bullone per ogni piano di contatto tra gli elementi da collegare, è espressa dalla relazione:

$$N_f = \frac{1}{\nu_s}\mu N_b$$

in cui è da porre:

ν_s, coefficiente di sicurezza contro lo slittamento:

$$\nu_s \begin{cases} 1{,}25 \text{ per la condizione di carico I,} \\ 1{,}10 \text{ per la condizione di carico II,} \end{cases}$$

μ, coefficiente di attrito:

μ { 0,45 per superfici trattate come indicato al punto 5.10.2
0,30 per superfici non particolarmente trattate, e comunque nelle giunzioni effettuate in opera.

La pressione convenzionale sulle pareti dei fori non deve superare il valore di 2,5 σ_{am}.

In un giunto per attrito i bulloni ad alta resistenza possono trasmettere anche una forza assiale di trazione N. In questo caso, sempreché non concorrano flessioni parassite apprezzabili nel bullone, il valore della forza ancora trasmittibile dal bullone per attrito si riduce a:

$$N_{f} = N_{f} \left(1 - \frac{N}{N_b}\right)$$

La forza N nel bullone non può in nessun caso superare il valore 0,8 N_b.

I bulloni di ciascuna classe debbono in ogni caso essere serrati con coppia tale da provocare una forza di trazione N_b nel gambo della vite, pari a:

$$N_b = 0{,}8\ \sigma_s\ A_r$$

essendo A_r l'area della sezione resistente della vite e σ_s la tensione di snervamento su vite, valutate secondo UNI 3740-74.

3.4. Unioni saldate.

3.4.1. *Giunti testa a testa od a T a completa penetrazione.*

Per il calcolo delle tensioni derivanti da trazioni o compressioni normali all'asse della saldatura o da azioni di taglio, deve essere considerata come sezione resistente la sezione longitudinale della saldatura stessa; agli effetti del calcolo essa avrà lunghezza pari a quella intera della saldatura e larghezza pari al minore dei due spessori collegati, misurato in vicinanza della saldatura per i giunti di testa e allo spessore dell'elemento completamente penetrato nel caso di giunti a T. (vedere figura 3-1).

Per il calcolo delle tensioni derivanti da trazioni o compressioni parallele all'asse della saldatura, deve essere considerata come sezione resistente quella del pezzo saldato ricavata normalmente all'asse predetto (cioè quella del materiale base più il materiale d'apporto).

Per trazioni o compressioni normali all'asse del cordone, la tensione nella saldatura non deve superare 0,85 σ_{am} per giunti testa a testa di II classe o σ_{am} per gli altri giunti.

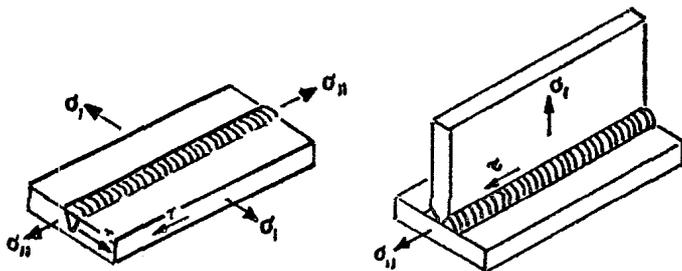



Fig. 3-1

Per sollecitazioni composte deve risultare:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + \sigma_{//}^2 - \sigma_{\perp}\sigma_{//} + 3\tau^2} \leq \begin{cases} \sigma_{am} & \text{(I classe testa a testa od a T)} \\ 0{,}85\ \sigma_{am} & \text{(II classe testa a testa)} \end{cases}$$

dove:

$\sigma_{\perp}$ è la tensione di trazione o compressione normale alla sezione longitudinale della saldatura;

$\sigma_{//}$ è la tensione di trazione o compressione parallela all'asse della saldatura;

τ è la tensione tangenziale nella sezione longitudinale della saldatura.

3.4.2. *Giunti a cordoni d'angolo.*

Si assume come sezione resistente la sezione di gola del cordone, cui si attribuisce larghezza pari all'altezza « a » del triangolo isoscele

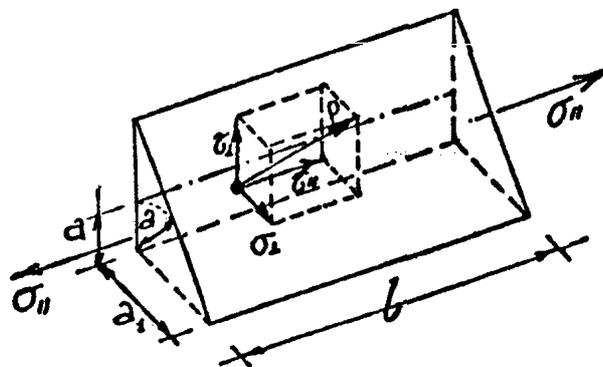



Fig. 3-2

iscritto nella sezione trasversale del cordone e l'intera lunghezza « l » del cordone stesso, a meno che questo non abbia estremità difettose (fig. 3-2).

Della tensione totale agente sulla sezione di gola, ribaltata su uno dei piani d'attacco, si considerano le componenti: normale $\sigma_{\perp}$ (trasversale) e tangenziali $\tau_{\perp}$ (trasversale) e $\tau_{//}$ (parallela).

Per la verifica, i valori assoluti delle predette componenti dovranno soddisfare le limitazioni.

$$\sqrt{\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} \leq 0{,}85\ \sigma_{am}$$

$$|\tau_{\perp}| + |\sigma_{\perp}| \leq \sigma_{am}\ .$$

per l'acciaio tipo 1, e

$$\sqrt{\tau_{\perp}^2 + \sigma_{\perp}^2 + \tau_{//}^2} \leq 0{,}70\ \sigma_{am}$$

$$|\tau_{\perp}| + |\sigma_{\perp}| \leq 0{,}85\ \sigma_{am}$$

per l'acciaio tipo 2, con ovvie semplificazioni quando due soltanto o una sola delle componenti siano diverse da zero.

Si ritengono non influenti sul dimensionamento eventuali tensioni normali $\sigma_{//}$ sulla sezione trasversale del cordone (fig. 3-2).

3.5. UNIONI PER CONTATTO.

È ammesso l'impiego di unioni per contatto nel caso di membrature semplicemente compresse, purchè, con adeguata lavorazione meccanica, venga assicurato il combaciamento delle superfici del giunto.

La tensione di compressione deve risultare:

$$\sigma_q \leq \sigma_{am}.$$

In corrispondenza dei giunti ai piani intermedi o delle piastre di base, le colonne degli edifici possono essere collegate per contatto. In ogni caso debbono essere sempre previsti collegamenti chiodati, bullonati o saldati in grado di assicurare una corretta posizione mutua tra le parti da collegare. Le unioni per contatto non debbono distare dagli orizzontamenti di piano di più di 1/5 dell'interpiano.

Per le altre membrature compresse, i collegamenti debbono non solo assicurare una corretta posizione delle parti da collegare, ma essere anche dimensionati in modo da poter sopportare il 50% delle azioni di calcolo.

In ogni caso i collegamenti di cui sopra devono essere proporzionati in modo da sopportare ogni eventuale azione di trazione che si determinasse anche sovrapponendo agli effetti delle azioni laterali sulla struttura il 75% degli sforzi di compressione dovuti ai soli carichi permanenti.

3.6. APPARECCHI DI APPOGGIO FISSI O SCORREVOLI.

Tutti gli elementi degli apparecchi di appoggio, in particolare le piastre, devono essere proporzionati per gli sforzi, normali, di flessione e taglio, cui sono sottoposti.

Se l'apparecchio di appoggio deve consentire le dilatazioni termiche, nel relativo calcolo si assumerà il coefficiente di dilatazione lineare $\alpha_t = 12 \cdot 10^{-6}/°C$.

Le parti degli apparecchi di appoggio che trasmettono pressioni localizzate per contatto saranno eseguite con acciaio fuso tipo Fe G 52 VR UNI 3158-68 o fucinato, oppure mediante saldatura di elementi laminati di acciaio.

Le pressioni di contatto calcolate a mezzo delle formule di Hertz, devono risultare:

per contatto lineare: $\sigma_l \leq 4\ \sigma_{am}$

per contatto puntuale: $\sigma_p \leq 5{,}5\ \sigma_{am}$.

Nel caso in cui la localizzazione della reazione d'appoggio venga ottenuta mediante piastre piane la pressione media di contatto superficiale deve risultare:

$$\sigma_q \leq 1{,}35\ \sigma_{am}.$$

3.7. INDEBOLIMENTO DELLE SEZIONI.

3.7.1. *Unioni a taglio con chiodi o con bulloni.*

Per le verifiche di resistenza il calcolo delle tensioni di trazione di effettua con riferimento all'area netta, detratta cioè l'area dei fori. L'area netta è quella minima corrispondente o alla sezione retta o al profilo spezzato.

La verifica a flessione delle travi sarà effettuata in generale tenendo conto del momento d'inerzia della sezione con la detrazione degli eventuali fori. Il calcolo di norma sarà eseguito deducendo dal momento d'inerzia della sezione lorda il momento d'inerzia delle aree dei fori rispetto all'asse baricentrico della stessa sezione lorda.

Per le verifiche di stabilità di cui al successivo paragrafo 4 e per la determinazione di qualunque parametro dipendente dalla deformabilità, si devono considerare, invece, le sezioni lorde, senza alcuna detrazione dei fori per i collegamenti.

3.7.2. *Unioni ad attrito.*

La detrazione di fori dalla sezione deve essere effettuata solo se il giunto è sollecitato a trazione.

La verifica della sezione indebolita si effettua per un carico pari al 60% di quello trasmesso per attrito dai bulloni che hanno l'asse nella sezione stessa, oltre al carico totale trasmesso dai bulloni che precedono.

3.7.3. *Verifica dei profilati particolari.*

I profilati tesi ad L o a T collegati su un'ala o a U collegati sull'anima, potranno essere verificati tenendo conto dell'effetto di ridistribuzione plastica delle tensioni dovute alla eventuale eccentricità del collegamento. Ciò può essere fatto assumendo come sezione resistente a trazione una adeguata aliquota della sezione trasversale netta.

3.8. NORME PARTICOLARI PER ELEMENTI INFLESSI.

Le frecce degli elementi delle strutture edilizie devono essere contenute quanto è necessario perchè non ne derivino danni alle opere complementari in genere ed in particolare alle murature di tamponamento e ai relativi intonaci. Indicativamente la freccia f, in rapporto alla luce l, deve rispettare almeno i limiti seguenti:

— per le travi di solai, per il solo sovraccarico, $f/l \leq 1/400$;

— per le travi caricate direttamente da muri o da pilastri o anche, in assenza di provvedimenti cautelativi particolari, da tramezzi, per il carico permanente ed il sovraccarico, $f/l \leq 1/500$;

— per gli arcarecci e gli elementi inflessi dell'orditura minuta delle coperture, per il carico permanente ed il sovraccarico, $f/l \leq 1/200$.

Per gli sbalzi i limiti precedenti possono essere riferiti a una lunghezza l pari a due volte la lunghezza dello sbalzo stesso.

Ove l'entità delle deformazioni lo richieda, dovranno essere previste controfrecce adeguate.

Le frecce teoriche orizzontali degli edifici multipiani alti, dovute all'azione statica del vento, non devono essere maggiori di 1/500 dell'altezza totale dell'edificio.

Le travi a sostegno di muratura di tamponamento, in strutture intelaiate, possono calcolarsi ammettendo che il muro, comportandosi ad arco, si scarichi in parte direttamente sugli appoggi.

Le travi suddette sono così soggette a flessione, per effetto del carico della parte di muro sottostante all'intradosso dell'arco, ed a trazione, per effetto della spinta dell'arco stesso.

In via di approssimazione si può ritenere che l'arco abbia freccia pari a 1/2 della luce.

3.9. FENOMENI DI FATICA.

Si deve tener conto dei fenomeni di fatica per le strutture o gli elementi di struttura che si prevedono soggetti nel corso della loro vita ad un numero di cicli di sollecitazione maggiore di 10^4.

In tale caso la verifica di resistenza deve essere effettuata adottando tensioni ammissibili adeguatamente ridotte; a tale riguardo si possono adottare le prescrizioni indicate dalla norma CNR-UNI 10011-73 oppure altri criteri fondati su risultati sperimentali di sicura validità.

4. NORME DI CALCOLO: VERIFICA DI STABILITÀ.

4.0. Generalità.

Oltre alle verifiche di resistenza previste dal precedente punto 3., che in nessun caso potranno essere omesse, devono essere eseguite le verifiche necessarie ad accettare la sicurezza della costruzione, o delle singole membrature, nei confronti di possibili fenomeni di instabilità. Nel seguito si forniscono i relativi criteri di verifica, limitatamente ai casi più comuni e si definiscono i corrispondenti valori del coefficiente di sicurezza ν_{I} per la condizione di carico I. Sono obbligatorie le verifiche per ambedue le condizioni di carico, adottando, per la condizione II, il coefficiente di sicurezza $\nu_{\mathrm{II}} = \nu_{\mathrm{I}}/1,125$.

Le verifiche verranno condotte tenendo conto degli eventuali effetti dinamici, ma senza considerare le riduzioni delle tensioni ammissibili connesse ai fenomeni di fatica.

La determinazione delle tensioni in corrispondenza delle quali possono insorgere eventuali fenomeni di instabilità, sarà condotta o adottando i metodi di calcolo indicati dalla norma CNR-UNI 10011-73, oppure altri metodi fondati su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

4.1. Aste compresse.

Si definisce lunghezza libera d'inflessione la lunghezza $l = \beta l_0$, da sostituire nel calcolo alla lunghezza l_0 dell'asta quale risulta nello schema strutturale. Il coefficiente β deve essere valutato tenendo conto delle effettive condizioni di vincolo dell'asta nel piano di flessione considerato.

4.1.1. *Coefficiente di vincolo.*

Nelle condizioni di vincolo elementari, per la flessione nel piano considerato, si assumono i valori seguenti:

β = 1,0 se i vincoli dell'asta possono assimilarsi a cerniere;

β = 0,7 se i vincoli possono assimilarsi a incastri;

β = 0,8 se un vincolo è assimilabile all'incastro ed uno alla cerniera;

β = 2,0 se l'asta è vincolata ad un solo estremo con incastro perfetto; in tal caso l_0 è la distanza tra la sezione incastrata e quella di applicazione del carico.

4.1.2. *Aste di strutture reticolari.*

Per le aste facenti parte di strutture si adottano i seguenti criteri:

— aste di corrente di travi reticolari piane. Per valutare la flessione nel piano della travatura si pone $\beta = 1$; per la flessione nel piano normale a quello di travatura, si assume ancora $\beta = 1$ se esistono alle estremità dell'asta ritegni trasversali adeguatamente rigidi; per ritegni elasticamente cedevoli, si dovrà effettuare una verifica apposita;

— aste di parete. Per la flessione nel piano parete si assumerà $\beta = \frac{l'_0}{l_0}$, comunque non minore di 0,8, essendo l'_0 la distanza tra i baricentri delle chiodature o delle saldature di attacco alle estremità.

Se, all'incrocio tra un'asta compressa e una tesa, l'attacco tra le due aste ha una resistenza non minore di 1/5 di quella dell'attacco di estremità dell'asta compressa, il punto di incrocio potrà considerarsi impedito di spostarsi nel piano della parete; in ogni caso però la lunghezza da considerare non dovrà essere minore di $l = 0,5\ l_0$. Per l'inflessione nel piano normale a quello della parete i coefficienti β vanno determinati mediante metodi di calcolo che tengono conto delle azioni presenti nella coppia di aste. In favore di sicurezza si possono assumere quelli indicati al punto 4.1.1.

4.1.3. *Colonne.*

Per le colonne dei fabbricati, provviste di ritegni trasversali rigidi in corrispondenza dei piani, tali cioè da impedire gli spostamenti orizzontali dei nodi, si assume $\beta = 1$.

Per il tronco più basso la lunghezza l_0 deve essere valutata a partire dalla piastra di appoggio.

L'eventuale presenza di pannelli a tutt'altezza sufficientemente rigidi e robusti potrà essere considerata nella determinazione della lunghezza libera di flessione delle colonne di fabbricati civili ed industriali, qualora si provveda a rendere solidali tra loro i pannelli e le colonne.

4.1.4. *Snellezza.*

Si definisce snellezza di un'asta prismatica, in un suo piano principale d'inerzia, il rapporto $\lambda = l/i$

dove:

l è la lunghezza libera di flessione nel piano principale considerato, dipendente come specificato nel punto 4.1., dalle modalità di vincolo alle estremità dell'asta;

i è il raggio d'inerzia della sezione trasversale, giacente nello stesso piano principale in cui si valuta l.

La snellezza non deve superare il valore 200 per le membrature principali e 250 per quelle secondarie: in presenza di azioni dinamiche rilevanti i suddetti valori vengono limitati rispettivamente a 150 e 200.

4.1.5. *Verifica.*

La verifica di sicurezza di un'asta si effettuerà nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa.

Dovrà essere:

$$\frac{\sigma_c}{\sigma} \geq \nu_{\mathrm{I}}$$

dove:

$\nu_{\mathrm{I}} = 1,5$

$\sigma_c = \frac{N_0}{A}$ è la tensione critica corrispondente alla forza N_0 che provoca il collasso elastico plastico d'inflessione dell'asta nel piano che si considera;

$\sigma = \frac{N}{A}$ è la tensione assiale di compressione media nella sezione della membratura corrispondente al carico assiale N effettivamente presente.

4.1.6. *Coefficiente di maggiorazione della forza assiale.*

In conformità a quanto disposto al punto 4.1.5., la verifica di sicurezza di un'asta compressa potrà effettuarsi nella ipotesi che la sezione trasversale sia compressa da una forza assiale N maggiorata del coefficiente ω.

Dovrà cioè essere:

$$\frac{\omega N}{A} \leq \sigma_{am}.$$

I coefficienti ω, dipendenti dal tipo di sezione oltrechè dal tipo di acciaio dell'asta, si desumono da appositi diagrammi o tabellazioni; si possono adottare a tale riguardo le indicazioni della norma CNR-UNI 10011-73, oppure altre prescrizioni, fondate su ipotesi teoriche e risultati sperimentali chiaramente comprovati.

4.1.7. *Rapporti larghezza-spessore degli elementi in parete sottile delle aste compresse.*

Per evitare fenomeni locali d'imbozzamento, dovranno essere opportunamente limitati i rapporti larghezza-spessore degli elementi in parete sottile di aste compresse, in funzione della forma chiusa o aperta della sezione trasversale, della presenza o meno di irrigidimenti lungo i bordi delle pareti e del tipo di acciaio impiegato.

Per le sezioni aperte dotate di pareti sottili con bordi egualmente o diversamente irrigiditi, dovrà essere inoltre controllata l'efficacia degli irrigidimenti in relazione ai rapporti larghezza-spessore adottati.

4.2. TRAVI INFLESSE A PARETE PIENA.

4.2.1. *Stabilità all'imbozzamento delle parti compresse di travi inflesse.*

Quando non si proceda ad un preciso calcolo specifico, le dimensioni delle parti sottili uniformemente compresse devono soddisfare le limitazioni valide per analoghe parti di aste compresse, come indicato al punto 4.1.7.

4.2.2. *Stabilità laterale delle travi inflesse (sicurezza allo svergolamento).*

Per la verifica di una trave inflessa deve risultare:

$$\frac{\sigma_0}{\sigma} \geq \nu_I$$

essendo:

$\nu_I = 1,5$

σ la massima tensione al lembo compresso

$\sigma_0 = \frac{M_0}{W}$, con M_0 momento massimo calcolato per la condizione critica di carico e W modulo di resistenza relativo al lembo compresso.

4.3. ASTE PRESSOINFLESSE.

4.3.1. *Verifiche a momento flettente costante.*

Nel caso di aste prismatiche soggette ad un carico assiale di compressione N e ad un momento flettente costante M, dipendente o meno da N e agente in uno dei piani principali, quando l'importanza della struttura non richieda l'impiego di metodi meno sommari, basterà verificare che sia:

$$\sigma = \sigma_N + \sigma_M = \frac{\omega N}{A} + \frac{M}{\left(1 - \frac{\nu_I N}{\sigma_E A}\right) W} \leq \sigma_{am}$$

con:

ω coefficiente relativo alla snellezza massima dell'asta;

A area della sezione;

σ_E tensione critica calcolata con la formula di Eulero, anche in campo plastico, per la snellezza relativa al piano di flessione;

W modulo di resistenza della sezione nel piano di flessione;

$\nu_I = 1,5$

4.3.2. *Verifiche a momento flettente variabile lungo l'asta.*

Se il momento flettente varia lungo l'asta, la verifica potrà effettuarsi introducendo nella formula il momento flettente, costante lungo l'asta, equivalente ai fini della verifica di stabilità.

4.4. ARCHI.

Le strutture ad arco devono essere progettate con appropriati metodi analitici, o per via sperimentale; in entrambi i casi il coefficiente di sicurezza non deve risultare minore di 2,5.

4.5. TELAI.

Nelle strutture intelaiate la stabilità delle singole membrature deve essere verificata in conformità a quanto indicato nei punti 4.1., 4.2. e 4.3., tenendo ben presenti le condizioni di vincolo e di sollecitazione.

4.5.1. *Telai a nodi fissi.*

Nei telai in cui la stabilità laterale è assicurata dal contrasto di controventamenti adeguati, la lunghezza di libera inflessione dei piedritti, in mancanza di un'analisi rigorosa, sarà assunta pari alla loro altezza.

4.5.2. *Telai a nodi spostabili.*

a) Telai monopiano.

Se la stabilità laterale è affidata unicamente alla rigidezza flessionale dei piedritti e dei traversi, rigidamente connessi fra loro, la lunghezza di libera inflessione delle membrature va determinata mediante apposito esame. La lunghezza di libera inflessione dei ritti sarà assunta comunque non minore della loro altezza qualora siano incastrati al piede, e al doppio della loro altezza se incernierati alla base.

b) Telai multipiano.

La stabilità globale deve essere garantita con un coefficiente di sicurezza non minore di 2,5; intendendo tale coefficiente come rapporto tra i carichi corrispondenti alla predetta instabilità ed i carichi principali quali definiti nel punto 7.1. della norma CNR-UNI 10012-67.

La stabilità globale può essere saggiata indirettamente controllando che la struttura sia capace di sopportare l'azione delle forze orizzontali pari a 1/80 dei carichi permanenti e sovraccarichi supposte agenti contemporaneamente ai massimi carichi di progetto, vento escluso, per la condizione di carico più sfavorevole.

La freccia orizzontale corrispondente deve essere minore di 1/500 dell'altezza totale del telaio. Per tale verifica saranno adottate le tensioni ammissibili della condizione di carico II prevista dalla norma CNR-UNI 10012-67.

4.6. STABILITÀ DELL'ANIMA DI ELEMENTI STRUTTURALI A PARETE PIENA.

4.6.1. *Verifica all'imbozzamento.*

I pannelli d'anima di elementi strutturali a parete piena devono essere verificati all'imbozzamento e, localmente, in corrispondenza di eventuali carichi concentrati applicati fra gli irrigidimenti.

In particolare, nelle verifiche all'imbozzamento, dovrà essere:

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{id}} \geq \nu_I$$

dove:

σ_{cf} è la tensione normale critica di confronto corrispondente alla condizione di carico assegnata;

σ_{id} è la tensione normale ideale equivalente valutata con riferimento alla massima tensione normale di compressione e ad una tensione tangenziale media;

ν_i un opportuno coefficiente di sicurezza da valutarsi secondo quanto indicato al punto 4.6.2.

4.6.2. *Coefficiente di sicurezza.*

Il coefficiente di sicurezza ν_i si assume in genere pari ad 1,5; potrà assumersi minore di 1,5 laddove sussistano adeguate riserve di resistenza in fase postcritica. In ogni caso ν_i, in condizione di carico I (ved. punto 3.0.1.), non dovrà essere inferiore ai valori riportati nel prospetto 4-*I* in cui σ_N e σ_M sono i valori delle tensioni indicate al punto 4.3.1., incrementando il valore 1,2 del 20% qualora gli irrigidimenti trasversali siano disposti ad interesse maggiore di 1,5 volte la loro lunghezza.

4.6.3. *Controllo degli irrigidimenti.*

La verifica di cui al punto 4.6.1. deve essere integrata da un controllo degli irrigidimenti trasversali e longitudinali dell'anima al fine di garantire l'efficienza statica dell'insieme.

Gli irrigidimenti verticali in corrispondenza degli appoggi e dei carichi concentrati in genere devono essere verificati a carico di punta per l'intera azione localizzata.

PROSPETTO 4-I

Elementi strutturali	ν_i
Inflessi	1,20
Semplicemente compressi	1,50
Pressoinflessi	$\frac{1,5\,\sigma_N + 1,2\,\sigma_M}{\sigma_N + \sigma_M}$

5. REGOLE PRATICHE DI PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE.

5.1. COMPOSIZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.

5.1.1. *Spessori limite.*

È vietato l'uso dei ferri con spessore $s < 4$ mm. Una deroga a tale norma, fino ad uno spessore $s = 3$ mm, è consentita per opere sicuramente protette contro la corrosione, quali per esempio tubi chiusi alle estremità e profilati zincati, od opere non esposte agli agenti atmosferici.

5.1.2. *Impiego dei ferri piatti.*

L'impiego di piatti o larghi piatti, in luogo di lamiere, per le anime e relativi coprigiunti delle travi a parete piena, e in genere per gli elementi in lastra soggetti a strati di tensioni biassiali appartenenti a membrature aventi funzione statica non secondaria, è ammesso solo se i requisiti di accettazione prescritti per il materiale (in particolare quelli relativi alle prove di piegamento a freddo e resilienza) siano verificati anche nella direzione normale a quella di laminazione.

5.1.3. *Variazioni di sezione.*

Le eventuali variazioni di sezione di una stessa membratura devono essere il più possibile graduali, soprattutto in presenza di fenomeni di fatica. Di regola sono da evitarsi le pieghe brusche. In ogni caso si dovrà tener conto degli effetti dell'eccentricità.

Nelle lamiere o piatti appartenenti a membrature principali e nelle piastre di attacco le concentrazioni di sforzo in corrispondenza di angoli vivi rientranti debbono essere evitate mediante raccordi i cui raggi saranno indicati nei disegni di progetto.

5.1.4. *Giunti di tipo misto.*

In uno stesso giunto è vietato l'impiego di differenti metodi di collegamento di forza (ad esempio saldatura e bullonatura o chiodatura); a meno che uno solo di essi sia in grado di sopportare l'intero sforzo.

5.2. UNIONI CHIODATE.

5.2.1. *Chiodi e fori normali.*

I chiodi da impiegarsi si suddividono nelle categorie appresso elencate, ciascuna con l'indicazione della UNI cui devono corrispondere:

— chiodi a testa tonda stretta, secondo UNI 136;

— chiodi a testa svasata piana, secondo UNI 139;

— chiodi a testa svasata con calotta, secondo UNI 140.

I fori devono corrispondere alla UNI 141.

5.2.2. *Diametri normali.*

Di regola si devono impiegare chiodi dei seguenti diametri nominali:

$$d = 10,\ 13,\ 16,\ 19,\ 22,\ 25 \text{ mm}$$

e ordinatamente, fori dei diametri:

$$d_1 = 10{,}5,\ 14,\ 17,\ 20,\ 23,\ 26 \text{ mm.}$$

Nei disegni si devono contraddistinguere con opportune convenzioni i chiodi dei vari diametri. Nei calcoli si assume il diametro d_1, tanto per la verifica di resistenza della chiodatura, quanto per valutare l'indebolimento degli elementi chiodati.

5.2.3. *Scelta dei chiodi in relazione agli spessori da unire.*

In relazione allo spessore complessivo s da chiodare si impiegano:

— chiodi a testa tonda ed a testa svasata piana, per $s/d \leq 4{,}5$;

— chiodi a testa svasata con calotta, per $4{,}5 < s/d \leq 6{,}5$.

5.2.4. *Interasse dei chiodi e distanza dai margini.*

In rapporto al diametro d dei chiodi, ovvero al più piccolo s_1 tra gli spessori collegati dai chiodi, devono essere soddisfatte le limitazioni seguenti:

— per le file prossime ai bordi: $10 \geq i/d \geq 3$

$$3 \geq m/d \geq 2$$

$$3 \geq m_1/d \geq 1{,}5$$

$$\frac{i}{s_1} \leq \begin{cases} 15, \text{ per gli elementi compressi} \\ 25, \text{ per gli elementi tesi} \end{cases}$$

$$\left.\begin{matrix} m/s_1 \\ m_1/s_1 \end{matrix}\right\} \leq 6 \ (\leq 9 \text{ se il margine è irrigidito})$$

dove:

i è la distanza tra centro e centro di chiodi contigui;

m è la distanza dal centro di un chiodo al margine degli elementi da collegare ad esso più vicino nella direzione dello sforzo;

m_1 è la distanza come la precedente m, ma ortogonale alla direzione dello sforzo.

Quando si tratti di opere non esposte alle intemperie, le ultime due limitazioni possono essere sostituite dalle seguenti:

$$\left.\begin{matrix} m/s_1 \\ m_1/s_1 \end{matrix}\right\} \leq 12$$

Deroghe eventuali alle prescrizioni di cui al presente punto 5.2.4. debbono essere comprovate da adeguate giustificazioni teoriche e sperimentali.

5.3. UNIONI CON BULLONI NORMALI.

5.3.1. *Bulloni.*

La lunghezza del tratto non filettato del gambo del bullone deve essere in generale maggiore di quella delle parti da serrare e si deve sempre far uso di rosette. È tollerato tuttavia che non più di mezza spira del filetto rimanga compresa nel foro.

In presenza di vibrazioni o inversioni di sforzo, si devono impiegare controdadi oppure rosette elastiche, tali da impedire l'allentamento del dado. Per bulloni con viti 8.8 e 10.9 è sufficiente l'adeguato serraggio.

5.3.2. *Diametri normali.*

Di regola si devono impiegare bulloni dei seguenti diametri:

$d = 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27, 30$ mm.

I fori devono avere diametro uguale a quello del bullone maggiorato di 1 mm fino al diametro 20 mm e di 1,5 mm oltre il diametro 20 mm, quando è ammissibile un assestamento sotto carico del giunto la maggiorazione sarà invece, rispettivamente, di 0,25 e 0,50 mm, quando tale assestamento non è ammesso.

Nei disegni si devono contraddistinguere con opportune convenzioni i bulloni dei vari diametri e devono essere precisati i giuochi foro-bullone.

5.3.3. *Interasse dei bulloni e distanza dai margini.*

Vale quanto specificato al punto 5.2.4.

5.4. UNIONI AD ATTRITO.

5.4.1. *Bulloni.*

Nelle unioni ad attrito si impiegano bulloni ad alta resistenza di cui al punto 2.6. Il gambo può essere filettato per tutta la lunghezza.

Le rosette, disposte una sotto il dado e una sotto la testa, devono avere uno smusso a 45° in un orlo interno ed identico smusso sul corrispondente orlo esterno. Nel montaggio lo smusso deve essere rivolto verso la testa della vite o verso il dado. I bulloni, i dadi e le rosette devono portare, in rilievo o impresso, il marchio di fabbrica e la classificazione secondo UNI 3740-65.

5.4.2. *Diametri normali.*

Di regola si devono impiegare bulloni dei seguenti diametri:

$d = 12, 14, 16, 18, 20, 22, 24, 27$ mm

e i fori di diametro pari a quello del bullone maggiorato di 1,5 mm fino al diametro 24 mm e di 2 mm per il diametro 27 mm. Nei disegni devono essere distinti con opportune convenzioni i bulloni dei vari diametri.

5.4.3. *Interasse dei bulloni o distanza dai margini.*

Vale quanto specificato al punto 5.2.4.

5.5. UNIONI SALDATE.

A tutti gli elementi strutturali saldati devono essere applicate le prescrizioni di cui al punto 5.1.3.

Per gli attacchi d'estremità di aste sollecitate da forza normale, realizzati soltanto con cordoni d'angolo paralleli all'asse di sollecitazione, la lunghezza minima dei cordoni stessi deve essere pari a 15 volte lo spessore.

L'impiego di saldature entro fori o intagli deve essere considerato eccezionale: qualora detti fori o intagli devono essere usati, il loro contorno non dovrà presentare punti angolosi, nè raggi di curvatura minori di metà della dimensione minima dell'intaglio.

I giunti testa a testa di maggior importanza appartenenti a membrature tese esposte a temperature minori di 0 °C devono essere previsti con saldatura di I classe (punto 2.4.3.).

La saldatura a tratti non è ammessa che per cordoni d'angolo.

Nei giunti a croce od a T a completa penetrazione dovrà essere previsto un graduale allargamento della saldatura (figura 5-1), la cui larghezza dovrà essere almeno pari a 1,3 volte lo spessore s, in corrispondenza della lamiera su cui viene ad intestarsi.

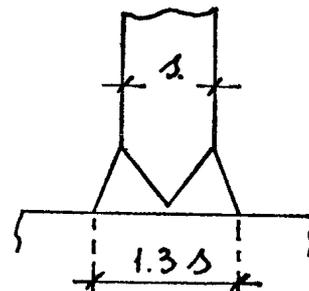



Fig. 5-1

5.6. Travi a parete piena e reticolari.

5.6.1. *Travi chiodate.*

Nel proporzionamento delle chiodature che uniscono all'anima i cantonali del corrente caricato, si deve tenere conto del contributo di sollecitazione di eventuali carichi direttamente applicati al corrente stesso. Se tali carichi sono concentrati ed il corrente è sprovvisto di piattabande, si provvederà a diffonderli con piastra di ripartizione.

Le interruzioni degli elementi costituenti le travi devono essere convenientemente distanziate e singolarmente provviste di coprigiunto. La coincidenza trasversale di più interruzioni non è ammessa neanche per coprigiunto adeguato alla sezione interrotta, eccettuato il caso di giunti di montaggio. I coprigiunti destinati a ricostituire l'intera sezione dell'anima devono estendersi all'intera all'altezza di essa.

Nelle travi con pacchetti di piattabande distribuite con il criterio di ottenere l'uniforme resistenza a flessione, ciascuna piattabanda deve essere attaccata al pacchetto esternamente alla zona dove ne è necessario il contributo; il prolungamento di ogni piattabanda oltre la sezione in cui il momento flettente massimo eguaglia quello resistente, deve essere sufficiente per consentire la disposizione di almeno due file di chiodi, la prima delle quali può essere disposta in corrispondenza della sezione suddetta.

5.6.2. *Travi saldate.*

Quando le piattabande sono più di una per ciascun corrente si potranno unire tra loro con cordoni d'angolo laterali lungo i bordi, purchè abbiano larghezza non maggiore di 30 volte lo spessore.

L'interruzione di ciascuna piattabanda deve avvenire esternamente alla zona dove ne è necessario il contributo, prolungandosi per un tratto pari almeno alla metà della propria larghezza. In corrispondenza della sezione terminale di ogni singolo tronco di piattabanda si deve eseguire un cordone d'angolo di chiusura che abbia altezza di gola pari almeno alla metà dello spessore della piattabanda stessa e sezione dissimmetrica col lato più lungo nella direzione della piattabanda. Inoltre, in presenza di fenomeni di fatica, la piattabanda deve essere raccordata al cordone con opportuna rastremazione.

5.6.3. *Nervature dell'anima.*

Le nervature di irrigidimento dell'anima in corrispondenza degli appoggi della trave o delle sezioni in cui sono applicati carichi concentrati devono essere, di regola, disposte simmetricamente rispetto all'anima e verificate a carico di punta per l'intera azione localizzata.

Potrà a tali effetti considerarsi collaborante con l'irrigidimento una porzione d'anima di larghezza non superiore a 12 volte lo spessore dell'anima, da entrambe le parti adiacenti alle nervature stesse.

Per la lunghezza libera d'inflessione dovrà assumersi un valore commisurato alle effettive condizioni di vincolo dell'irrigidimento ed in ogni caso non inferiore ai 3/4 della altezza dell'anima.

I rapporti larghezza-spessore delle nervature di irrigidimento dell'anima devono soddisfare le limitazioni previste al punto 4.1.7.

Le nervature di irrigidimento di travi composte saldate devono essere collegate all'anima mediante cordoni di saldatura sottili e, di regola, continui.

Nel caso si adottino cordoni discontinui, la lunghezza dei tratti non saldati dovrà essere inferiore a 12 volte lo spessore dell'anima e, in ogni caso, a 25 cm; inoltre nelle travi soggette a fatica si verificherà che la tensione longitudinale nell'anima non superi quella ammissibile a fatica per le disposizioni corrispondenti.

5.6.4. *Travi reticolari.*

Gli assi baricentrici delle aste devono di regola coincidere con gli assi dello schema reticolare; tale avvertenza è particolarmente importante per le strutture sollecitate a fatica. La coincidenza predetta per le aste di strutture chiodate o bullonate costituite da cantonali può essere osservata per gli assi di chiodatura e bullonatura anzichè per gli assi baricentrici.

Il baricentro della sezione resistente del collegamento ai nodi deve cadere, di regola, sull'asse geometrico dell'asta. Ove tale condizione non sia conseguibile, dovrà essere considerato nel calcolo del collegamento il momento dovuto all'eccentricità tra baricentro del collegamento e asse baricentrico dell'asta.

Nei correnti a sezione variabile gli elementi, che via via si richiedono in aumento della sezione resistente, devono avere lunghezza tale da essere pienamente efficienti là ove ne è necessario il contributo.

5.7. Piastre od apparecchi di appoggio.

5.7.1. *Basi di colonne.*

Le piastre di appoggio e le relative eventuali costolature devono essere proporzionate in modo da assicurare una ripartizione approssimativamente lineare della pressione sul cuscinetto sottostante.

I bulloni di ancoraggio devono essere collocati a conveniente distanza dalle superfici che limitano lateralmente la fondazione. La lunghezza degli ancoraggi è quella prescritta al punto 2.4.2. della parte I^{a}, quando non si faccia ricorso a traverse d'ancoraggio o dispositivi analoghi.

5.7.2. *Appoggi metallici (fissi e scorrevoli).*

Di regola, per gli appoggi scorrevoli, non sono da impiegare più di due rulli o segmenti di rullo; se i rulli sono due occorrerà sovrapporre ad essi un bilanciere che assicuri l'equipartizione del carico. Il movimento di traslazione dei rulli deve essere guidato in modo opportuno; dispositivi di arresto devono essere previsti dove il caso lo richieda. Le parti degli apparecchi che trasmettono pressioni per contatto possono essere di acciaio fuso, oppure ottenute per saldatura di laminati di acciaio. Le superfici di contatto devono essere lavorate con macchina utensile.

5.7.3. *Appoggi di gomma.*

Per questo tipo di appoggi valgono le istruzioni di cui alla norma CNR-UNI 10018-72.

5.8. Marcatura dei materiali.

I materiali debbono essere identificabili mediante apposito contrassegno o marcatura, specie per quanto riguarda il tipo di acciaio impiegato.

5.9. Lavorazione.

Nelle lavorazioni debbono essere osservate tutte le prescrizioni indicate nel progetto.

5.10. MODALITÀ ESECUTIVE PER LE UNIONI.

5.10.1. *Unioni chiodate.*

Le teste ottenute con la ribaditura devono risultare ben centrate sul fusto, ben nutrite alle loro basi, prive di screpolature e ben combacianti con la superficie dei pezzi. Dovranno poi essere liberate dalle bavature mediante scalpello curvo, senza intaccare i ferri chiodati.

Le teste di materiale diverso dall'acciaio Fe 40 UNI 7356-74 porteranno in rilievo in sommità, sopra una zona piana, un marchio caratterizzante la qualità del materiale.

Il controstampo dovrà essere piazzato in modo da lasciare sussistere detto marchio dopo la ribaditura.

5.10.2. *Unioni ad attrito.*

Le superfici di contatto al montaggio si devono presentare pulite, prive cioè di olio, vernice, scaglie di laminazione, macchie di grasso.

La pulitura deve, di norma, essere eseguita con sabbiatura al metallo bianco; è ammessa la semplice pulizia meccanica delle superfici a contatto per giunzioni montate in opera, purchè vengano completamente eliminati tutti i prodotti della corrosione e tutte le impurità della superficie metallica. Le giunzioni calcolate con $\mu = 0,45$ debbono comunque essere sabbiate al metallo bianco.

I bulloni, i dadi e le rosette dovranno corrispondere a quanto prescritto al punto 5.4.1.

Nei giunti flangiati dovranno essere particolarmente curati la planarità ed il parallelismo delle superfici di contatto.

Per il serraggio dei bulloni si devono usare chiavi dinamometriche a mano, con o senza meccanismo limitatore della coppia applicata, o chiavi pneumatiche con limitatore della coppia applicata; tutte peraltro devono essere tali da garantire una precisione non minore di $\pm 5\%$.

Il valore della coppia di serraggio M_s, da applicare sul dado o sulla testa del bullone, deve essere quella indicata nel punto 3.3.

Per verificare l'efficienza dei giunti serrati, il controllo della coppia torcente applicata può essere effettuato in uno dei seguenti modi:

a) si misura con chiave dinamometrica la coppia richiesta per far ruotare ulteriormente di 10° il dado;

b) dopo aver marcato dado e bullone per identificare la loro posizione relativa, il dado deve essere prima allentato con una rotazione almeno pari a 60° e poi riserrato, controllando se l'applicazione della coppia prescritta riporta il dado nella posizione originale.

Se in un giunto anche un solo bullone non risponde alle prescrizioni circa il serraggio, tutti i bulloni del giunto devono essere controllati.

5.10.3. *Unioni saldate.*

Sia in officina sia in cantiere, le saldature da effettuare con elettrodi rivestiti devono essere eseguite da saldatori che abbiano superato, per la relativa qualifica, le prove richieste dalla UNI 4634.

Per le costruzioni tubolari si farà riferimento anche alla UNI 4633 per i giunti di testa.

Le saldature da effettuare con altri procedimenti devono essere eseguite da operai sufficientemente addestrati all'uso delle apparecchiature relative ed al rispetto delle condizioni operative stabilite in sede di verifica del procedimento.

I lembi, al momento della saldatura, devono essere regolari, lisci ed esenti da incrostazioni, ruggine, scaglie, grassi, vernici, irregolarità locali ed umidità.

Il disallineamento dei lembi deve essere non maggiore di 1/8 dello spessore con un massimo di 1,5 mm; nel caso di saldatura manuale ripresa al vertice, si potrà tollerare un disallineamento di entità doppia.

Nei giunti di testa ed in quelli a T a completa penetrazione effettuati con saldatura manuale, il vertice della saldatura deve essere sempre asportato, per la profondità richiesta per raggiungere il metallo perfettamente sano, a mezzo di scalpellatura, smerigliatura, od altro adeguato sistema, prima di effettuare la seconda saldatura (nel caso di saldature effettuate dai due lati) o la ripresa.

Qualora ciò non sia assolutamente possibile, si deve fare ricorso alla preparazione a V con piatto di sostegno che è, peraltro, sconsigliata nel caso di strutture sollecitate a fatica, od alla saldatura effettuata da saldatori speciali secondo UNI 4634 o, nel caso di strutture tubolari, di classe TT secondo UNI 4633.

5.10.4. *Unioni per contatto.*

Le superfici di contatto devono essere convenientemente piane e ortogonali all'asse delle membrature collegate.

Le membrature senza flange di estremità devono avere le superfici di contatto segate o, se occorre, lavorate con la piallatrice, la fresatrice, o la molatrice.

Per le membrature munite di flange di estremità si dovranno distinguere i seguenti casi:

a) per flange di spessore inferiore o uguale a 50 mm è sufficiente la spianatura alla pressa o con sistema equivalente;

b) per flange di spessore compreso tra i 50 ed i 100 mm, quando non sia possibile una accurata spianatura alla pressa, è necessario procedere alla piallatura o alla fresatura delle superfici di appoggio;

c) per flange di spessore maggiore di 100 mm le superfici di contatto devono sempre essere lavorate alla pialla o alla fresa.

Nel caso particolare delle piastre di base delle colonne si distingueranno i due casi seguenti:

a) per basi senza livellamento con malta occorre, sia per la piastra della colonna che per l'eventuale contropiastra di fondazione, un accurato spianamento alla pressa e preferibilmente la piallatura o la fresatura;

b) per basi livellate con malta non occorre lavorazione particolare delle piastre di base.

5.10.5. *Prescrizioni particolari.*

Quando le superfici comprendenti lo spessore da bullonare per una giunzione di forza non abbiano giacitura ortogonale agli assi dei fori, i bulloni devono essere piazzati con interposte rosette cuneiformi, tali da garantire un assetto corretto della testa e del dado e da consentire un serraggio normale.

5.11. VERNICIATURA E ZINCATURA.

Gli elementi delle strutture in acciaio, a meno che siano di comprovata resistenza alla corrosione, dovranno essere idoneamente protetti tenendo conto del tipo di acciaio, della sua posizione nella struttura e dell'ambiente nel quale è collocato.

Devono essere particolarmente protetti gli elementi dei giunti ad attrito, in modo da impedire qualsiasi infiltrazione all'interno del giunto.

Il progettista prescriverà il tipo e le modalità di applicazione della protezione, che potrà essere di pitturazione o di zincatura a caldo.

Gli elementi destinati ad essere incorporati in getti di conglomerato cementizio non dovranno essere pitturati; potranno invece essere zincati a caldo.

5.12. Appoggio delle piastre di base.

È necessario curare che la piastra di base degli apparecchi di appoggio delle colonne appoggi per tutta la sua superficie sulla sottostruttura attraverso un letto di malta.

6. PROVE DI CARICO.

Valgono per quanto applicabili le prescrizioni fornite al punto 6 della parte 1ª.

Parte 4ª

MANUFATTI PREFABBRICATI PRODOTTI IN SERIE (IN CONGLOMERATO NORMALE O PRECOMPRESSO, MISTI IN LATERIZIO E CEMENTO ARMATO, E METALLICI).

La documentazione da depositarsi ai sensi dei punti *a*), *b*), *c*), *d*) dell'art. 9 della legge 5 novembre 1971, n. 1086 dovrà dimostrare la completa rispondenza dei manufatti prefabbricati alle prescrizioni di cui alle presenti norme.

La relazione dovrà essere firmata da un tecnico a ciò abilitato, il quale assume con ciò le responsabilità stabilite dalla legge per il progettista.

I manufatti prefabbricati dovranno essere costruiti sotto la direzione di un tecnico a ciò abilitato, che per esse assume le responsabilità stabilite dalla legge per il direttore dei lavori. A cura di detto tecnico dovranno essere eseguiti i prelievi di materiali, le prove e i controlli di produzione sui manufatti finiti con le modalità e la periodicità previste dalle presenti Norme. I certificati delle prove saranno conservati dal produttore.

Ogni fornitura di manufatti prefabbricati dovrà essere accompagnata, oltre a quanto previsto dal penultimo comma dell'art. 9, anche da un certificato di origine firmato dal produttore — il quale con ciò assume per i manufatti stessi le responsabilità che la legge attribuisce al costruttore — e dal tecnico responsabile della produzione previsto al precedente comma. Il certificato dovrà garantire la rispondenza del manufatto alle caratteristiche di cui alla documentazione depositata al Ministero dei LL.PP., e portare la indicazione del tecnico che ne risulta, come sopra detto, progettista.

Ai sensi dell'art. 9 della legge 5 novembre 1971, n. 1086, ogni fornitura di manufatti prefabbricati dovrà essere accompagnata da apposite istruzioni nelle quali vengono esposte le modalità di trasporto e montaggio, nonchè, le caratteristiche ed i limiti di impiego dei manufatti stessi.

In presenza delle condizioni sopra elencate, i manufatti prefabbricati potranno essere accettati senza ulteriori esami o controlli.

Copia del certificato d'origine dovrà essere allegato alla relazione del direttore dei lavori di cui all'art. 6 della legge 5 novembre 1971, n. 1086.

Parte 5ª

COSTRUZIONI COMPOSTE DA ELEMENTI IN METALLI DIVERSI DALL'ACCIAIO.

Le costruzioni composte da elementi strutturali in metalli diversi dall'acciaio — le quali hanno limitata applicazione nelle opere cui fa riferimento la legge 5 novembre 1971, n. 1086 — dovranno essere progettate, eseguite e montate seguendo tutte le indicazioni di ordine generale indicate nelle norme per le costruzioni in acciaio.

Deve essere peraltro provato dal progettista, caso per caso, che le strutture posseggano un grado di sicurezza adeguato alla affidabilità dei materiali e delle tecnologie e comunque non inferiore a quello richiesto dalle Norme per le costruzioni in acciaio.

ALLEGATI ALLE NORME TECNICHE AI SENSI DELLA LEGGE 5 NOVEMBRE 1971, N. 1086.

1. — *Requisiti dei materiali.*
2. — *Controlli sul conglomerato.*
3. — *Controlli su acciai da precompresso.*
4. — *Controlli in stabilimento di barre ad aderenza migliorata.*
5. — *Controlli in stabilimento di reti elettrosaldate.*
6. — *Controlli dell'aderenza.*
7. — *Controlli sui laterizi.*

Allegato 1

REQUISITI DEI MATERIALI

1.1. *Leganti.*

Nelle opere oggetto delle presenti norme devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici definiti come cementi dalle disposizioni vigenti in materia. L'impiego dei cementi di tipo *C* è limitato ai calcestruzzi per sbarramenti di ritenuta.

1.2. *Inerti.*

Gli inerti, naturali o di frantumazione, devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione delle armature.

La ghiaia o il pietrisco devono avere dimensioni massime commisurate alle caratteristiche geometriche della carpenteria del getto ed all'ingombro delle armature.

1.3. *Acqua.*

L'acqua per gli impasti deve essere limpida, priva di sali (particolarmente solfati e cloruri) in percentuali dannose e non essere aggressiva.

1.4. *Armatura.*

Non si devono porre in opera armature eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali, che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurne sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

1.5. *Impasti.*

La distribuzione granulometrica degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto, ed al procedimento di posa in opera del conglomerato.

Il quantitativo d'acqua deve essere il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti.

Partendo dagli elementi già fissati il rapporto acqua-cemento, e quindi il dosaggio del cemento, dovrà essere scelto in relazione alla resistenza richiesta per il conglomerato.

L'impiego degli additivi dovrà essere subordinato allo accertamento dell'assenza di ogni pericolo di aggressività.

L'impasto deve essere fatto con mezzi idonei ed il dosaggio dei componenti eseguito con modalità atte a garantire la costanza del proporzionamento previsto in sede di progetto.

ALLEGATO 2

CONTROLLI SUL CONGLOMERATO

1. PRELIEVO DEI CAMPIONI.

Il direttore dei lavori per ogni prelievo deve far prelevare nel luogo di impiego, dagli impasti destinati all'esecuzione delle varie strutture, la quantità di calcestruzzo necessaria per la confezione di un gruppo di quattro provini con le modalità indicate al punto 2. 3. della UNI 6126-72.

La frequenza dei prelievi deve essere di almeno uno ogni 100 m³ di getto e, comunque, non meno di tre per ogni tipo di calcestruzzo omogeneo utilizzato nell'opera, come definito al successivo punto 3. salvo il caso previsto dal penultimo capoverso del punto 2.3. della parte Iª.

Sarà cura del direttore dei lavori prescrivere ulteriori prelievi tutte le volte che le variazioni di qualità dei costituenti dell'impasto possano provocare variazione di qualità del calcestruzzo steso.

Ove si raggiungesse, in una stessa opera, il numero minimo di 30 prelievi, necessari per la valutazione statistica indicata al punto 3., il direttore dei lavori potrà, a suo giudizio, diradare la frequenza dei prelievi, limitandosi a verificare che il calcestruzzo si mantenga omogeneo con quello dei primi trenta prelievi, e che i nuovi valori della resistenza di prelievo non modifichino sostanzialmente la resistenza caratteristica già calcolata statisticamente, secondo quanto indicato nel punto 3.

2. PROVA DEL CALCESTRUZZO.

Per la preparazione e la stagionatura dei provini di conglomerato vale quanto indicato nella UNI 6127-73; in particolare per la stagionatura vale quanto indicato nel punto 4.1.1., di detta norma.

Per determinare la resistenza caratteristica del conglomerato ad età indeterminate (in vista dell'applicazione di particolari condizioni di carico o di stati di coazione) o quando esistano particolari condizioni ambientali di maturazione del calcestruzzo in opera, devono essere realizzati dei provini suppletivi come indicato nel punto 4.1.2. della UNI 6127-73.

Per la forma e le dimensioni dei provini di calcestruzzo e le relative casseforme, vale quanto indicato nella UNI 6130-72, limitatamente ai provini per le prove di resistenza a compressione.

Circa il procedimento da seguire per la determinazione della resistenza a compressione dei provini di calcestruzzo vale quanto indicato nella UNI 6132-72.

3. RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO.

3.1. *Resistenza del prelievo.*

Per resistenza di un prelievo si intende la media aritmetica delle resistenze a compressione ottenute, ad una data stagionatura, sui provini del prelievo stesso.

3.2. *Resistenza caratteristica del calcestruzzo.*

Il calcestruzzo per il getto delle strutture di un'opera, o di parte di esse, si considera omogeneo se la miscela viene confezionata con componenti aventi essenzialmente le stesse caratteristiche di qualità e se il rapporto quantitativo tra i componenti, le attrezzature e le modalità di confezione rimangono praticamente invariati.

Il conglomerato viene individuato tramite la sua resistenza caratteristica a compressione, a 28 giorni di stagionatura, R'_{bk}, salvo quanto previsto dal penultimo capoverso del punto 2.3. della parte Iª.

Al fine del calcolo di R'_{bk} è necessario che i provini di tutti i prelievi risultino dal calcestruzzo omogeneo nel senso sopraddetto e vengano stagionati per 28 giorni tutti con la stessa procedura, secondo il punto 4.1.1. della UNI 6127-73, e provati con uno stesso procedimento.

Quando il numero dei prelievi è uguale o maggiore a 30, la resistenza caratteristica viene ricavata con una valutazione statistica, in base alla seguente formula:

$$R'_{bk} = R'_{bm} - k\,\delta \qquad \text{(A)}$$

nella quale è:

$R'_{bm} = \dfrac{\Sigma R'_{bM}}{n}$ la media aritmetica delle resistenze di prelievo;

$\delta = \sqrt{\dfrac{\Sigma (R'_{bM} - R'_{bm})^2}{n-1}}$ lo scarto quadratico medio;

n il numero dei prelievi effettuati;

k un coefficiente numerico che, nel caso previsto di un numero di prelievi non inferiore a 30, può essere assunto, con sufficiente approssimazione, uguale al valore 1,64, corrispondente ad un numero elevatissimo di prelievi.

Qualora il valore di δ calcolato risultasse minore a 20 kg/cm² si dovrà introdurre nella (A) il valore di 20 kg/cm².

Il procedimento statistico può essere esteso, con approssimazione accettabile, anche al caso di un numero di prelievi compreso tra 10 e 29. La formula (A) può essere ancora ritenuta valida, assegnando a k i valori di cui alla seguente tabella.

n	10	12	16	20	25
k	2,13	2,06	1,98	1,93	1,88

Anche nel caso di un numero di prelievi compreso tra 10 e 29, il valore di δ da introdurre nella (A) non deve essere minore di 20 kg/cm².

Nel caso di un numero di prelievi compreso tra tre e nove la resistenza caratteristica viene assunta uguale al minore dei seguenti due valori:

a) valore minimo delle medie aritmetiche mobili (*) delle resistenze di prelievo, prese a gruppi di tre, diminuito di 70 kg/cm²;

b) valore minimo delle resistenze di prelievo.

L'ordine dei prelievi è quello che risulta dalla data di confezione dei provini, corrispondente alla rigorosa successione dei relativi getti.

Si definisce « classe del conglomerato » il valore, espresso in chilogrammi al centimetro quadrato, della resistenza caratteristica a 28 giorni di maturazione, come sopra calcolata.

Salvo determinazione diretta, la resistenza caratteristica a trazione viene assunta uguale a

$$R_{bk} = 7 + 0{,}06\ R'_{bk}\ [\mathrm{kg/cm^2}]$$

La resistenza a trazione per flessione viene assunta uguale al doppio di tale valore.

4. CALCESTRUZZO PRECONFEZIONATO.

Valgono in proposito le specifiche prescrizioni di cui alla UNI 7163-72, per quanto non in contrasto con le prescrizioni di cui al presente decreto.

ALLEGATO 3

CONTROLLI SU ACCIAI DA PRECOMPRESSO

1. CONTROLLI IN CANTIERE.

Il campione è costituito da almeno 10 saggi prelevati da altrettanti rotoli, bobine o fasci. Se il numero dei rotoli, bobine o fasci costituenti il lotto è inferiore a 10, da alcuni rotoli o bobine verranno prelevati due saggi, uno da ciascuna estremità. Per le barre verranno prelevati due saggi da due barre diverse dello stesso fascio.

(*) Per medie aritmetiche mobili delle resistenze di prelievo si intende la serie dei valori medi di tutti i gruppi di tre prelievi successivi, cioè la media aritmetica della 1ª, 2ª e 3ª resistenza di prelievo, quindi della 2ª, 3ª e 4ª e così via fino alla 7ª, 8ª e 9ª, o fino a comprendere l'ultima resistenza di prelievo.

Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, bobina o fascio di provenienza.

I saggi vengono utilizzati per l'esecuzione delle prove nel numero minimo indicato nella colonna 3 della tabella I.

Indicando con n il numero dei saggi prelevati, i corrispondenti valori caratteristici di R_a, $R_u(S)$, $R_a(0{,}2)$, $R_a(1)$ sono dati dalla formula:

$$g_{kn} = g_{mn} - \left(1{,}64 + \frac{10}{n}\right) \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) \cdot \delta_n \qquad \text{(A)}$$

ove:

$$g_{mn} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} g_i}{n} \qquad \text{(B)}$$

è la media degli n valori di g_i trovati, e

$$\delta_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (g_i - g_{mn})^2}{n-1}} \qquad \text{(C)}$$

è lo scarto quadratico medio.

Qualora lo scarto quadratico medio calcolato a mezzo della formula (C) risulti inferiore al 2% del corrispondente valore medio, lo scarto da prendere in contó nella formula (A) dovrà essere uguale a 0,02 g_{mn}.

2. CONTROLLI IN STABILIMENTO.

2.1. *Prove di qualificazione.*

Presso lo stabilimento di produzione vengono prelevate senza preavviso da parte del laboratorio ufficiale, serie di 50 saggi, 5 per lotto, da 10 lotti di fabbricazione diversi. I 10 lotti di fabbricazione presi in esame per le prove di qualificazione debbono essere costituiti da prodotti della stessa forma ed avere la stessa resistenza nominale, ma non necessariamente lo stesso diametro e la stessa caratteristica di formazione. Gli acciai debbono essere raggruppati in categorie nel catalogo del produttore ai fini della relativa qualificazione.

I 5 saggi di ogni singolo lotto vengono prelevati da differenti fasci, rotoli o bobine. Ogni saggio deve recare contrassegni atti ad individuare il lotto ed il rotolo, la bobina o il fascio di provenienza.

Sulla serie di 50 saggi vengono determinate le grandezze d, R_a, I, $R_a(s)$, $R_a(0{,}2)$, $R_a(1)$, E_a, N, ovvero α (180°) (cfr. tabella I) sotto il controllo di un laboratorio ufficiale. Le relative prove possono venire eseguite presso il laboratorio dello stabilimento di produzione, previo controllo della taratura delle macchine di prova; ove ciò non fosse possibile, verranno eseguite presso un laboratorio ufficiale.

Le grandezze L e r sono determinate su saggi provenienti da 5 e 4 lotti rispettivamente, in numero di 3 saggi per ogni lotto, come indicato nella Tabella I.

Le prove di rilassamento non sono indispensabili per la qualificazione dell'armatura. In mancanza di dati si possono adottare le prescrizioni relative agli acciai controllati in cantiere.

Le prove di fatica non sono indispensabili per la qualificazione degli acciai indicati in catalogo come non destinati a sopportare oscillazioni di tensione superiori a 6 kg/mm², che possano dar luogo a fatica.

I valori caratteristici R_{ak}, $R_{ak}(s)$, $R_{ak}(0,2)$, $R_{ak}(1)$ vengono determinati come segue: indicando con n il numero dei saggi prelevati, i corrispondenti valori caratteristici g_{kn} sono dati da:

$$g_{kn} = g_{mn} - \left(1,64 + \frac{10}{n}\right) \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) \cdot \delta_n \qquad (A')$$

ove:

$$g_{mn} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} g_i}{n} \qquad (B')$$

è la media degli n valori di g_i trovati e

$$\delta_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (g_i - g_{mn})^2}{n-1}} \qquad (C')$$

è lo scarto quadratico medio.

2.2. *Prove di verifica della qualità.*

Vengono effettuati controlli saltuari, a cura di un laboratorio ufficiale, su un campione costituito da 5 saggi provenienti da un lotto per ogni categoria di armatura. Il controllo verte su un minimo di sei lotti ogni trimestre da sottoporre a prelievo in non meno di tre sopralluoghi.

Su tali saggi il laboratorio ufficiale determina le grandezze d, R_{ak}, l, $R_{ak}(s)$, $R_{ak}(0,2)$, $R_{ak}(1)$, E, N ovvero α (180°). Per le grandezze r, e l, i controlli si effettuano una volta al trimestre su 3 saggi provenienti dallo stesso lotto per ogni categoria di armatura.

Per la determinazione dei valori caratteristici R_{ak}, $R_{ak}(s)$, $R_{ak}(0,2)$, $R_{ak}(1)$ i corrispondenti risultati vanno introdotti nelle precedenti espressioni (A'), (B'), e (C') le quali vanno sempre riferite a 10 serie di 5 saggi corrispondenti alla stessa categoria di armatura, da aggiornarsi ad ogni prelievo aggiungendo la nuova serie ed eliminando la prima in ordine di tempo.

Se i valori caratteristici R_{ak}, R_{ak} (S), R_{ak} (0,2), R_{ak} (1) non rispettano la garanzia di cui al catalogo del produttore, la produzione viene declassata attribuendole i valori caratteristici trovati. I certificati di qualificazione e di verifica non possono essere rilasciati se lo scarto quadratico medio supera il 3% del valore medio per R_a e/o il 4% per R_a (S), R_a (0,2), R_a (1). Se in un rotolo, bobina o fascio le grandezze d, A, E_a, l, N_o α (180°) non rispettano quanto indicato al punto 3. dell'Allegato 3 e nel catalogo del produttore, si ripetono le prove sfavorevoli su 4 saggi dello stesso rotolo, bobina o fascio e su 8 saggi provenienti da altri rotoli, bobine o fasci.

Se i risultati sono tutti favorevoli i certificati di cui sopra possono essere rilasciati, altrimenti la qualificazione viene sospesa e la procedura ripresa « ab initio ».

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di qualificazione o di verifica non soddisfi i requisiti richiesti per le grandezze d, l, E_a, A, N, α (180°), ed eventualmente L, r, il prelievo relativo al diametro di cui trattasi va ripetuto. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione delle prove di qualificazione.

Per il rilassamento i risultati delle prove debbono essere conformi ai dati di catalogo del produttore. Se tale condizione non è soddisfatta si effettueranno tre nuove prove ed i relativi risultati devono essere contenuti entro il limite suddetto. Altrimenti la qualificazione relativa al rilassamento deve essere ripetuta.

3. Determinazione delle proprietà e tolleranze.

3.1. *Diametro e sezione.*

L'area della sezione di fili con impronte, trecce e trefoli si valuta come somma delle aree dei singoli fili, oppure per pesata nell'ipotesi che il peso specifico dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dm³.

La misura delle dimensioni trasversali nei fili con impronta non deve essere effettuata in corrispondenza delle impronte stesse.

Sui valori nominali sono ammesse le seguenti tolleranze:

	Diametri apparenti		Sezioni	
fili	− 1%	+ 1%	− 2%	+ 2%
barre	− 1%	+ 2%	− 2%	+ 4%
trecce e trefoli			− 2%	+ 3%

Nei calcoli statici si adotteranno, di norma, le sezioni nominali se le sezioni effettive non risultano inferiori al 98% di quelle nominali.

Le tolleranze dimensionali vanno controllate confrontando il valore nominale con la media delle misure effettuate su tutti i saggi di ciascun prelievo. Qualora la tolleranza sulla sezione superi ± 2%, il certificato di verifica deve riportare il diametro effettivo al quale si riferisce la elaborazione.

I valori delle grandezze d e A dovranno figurare nei certificati di qualificazione e di verifica.

3.2. *Tensione di rottura R_a.*

La determinazione si effettua per mezzo della prova a trazione su barre (secondo UNI 556), su fili (secondo UNI 5292-63) e su trecce o trefoli (secondo UNI 3171-72).

3.3. *Allungamento a rottura.*

Per barre e fili la determinazione viene eseguita per accostamento dopo rottura secondo la UNI 556.

La base di misura, delimitata in modo da non indebolire la provetta, sarà:

per $d < 5$ mm $m = 50$ mm

per $d \geq 5$ mm $m = 10\,d$.

$m = 11{,}3 . \sqrt{A}$,

L'allungamento percentuale corrispondente dovrà risultare non inferiore a $(3 + 0{,}4\,d)$ (con d in mm) per i fili con $d < 5$ mm e non inferiore al 5% per i fili con $d \geq 5$ mm e al 7% per le barre.

Per le trecce e i trefoli la determinazione si effettua allo istante della rottura con una prova a trazione, condotta secondo la UNI 3171-72, su base rispettivamente di 200 mm per le trecce e di 600 mm per i trefoli. L'allungamento così misurato deve risultare non inferiore al 3,5%. La prova deve essere ripetuta se la rottura si produce esternamente al tratto di misura qualora l'allungamento risulti inferiore al limite sopraindicato.

3.4. *Limiti allo* 0,2%.

Il valore del limite convenzionale $R_a(0,2)$ si ricava dal corrispondente diagramma sforzi-deformazioni, ottenuto con prove a trazione eseguite secondo UNI 556 per i fili e secondo UNI 3171-72 per le trecce o con procedimenti equivalenti.

I singoli valori unitari devono essere riferiti alle corrispondenti sezioni iniziali.

Il valore del limite 0,2% deve risultare compreso tra l'80% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura R_a.

3.5. *Tensione di snervamento.*

Il valore della tensione di snervamento $R_a(s)$ si ricava dal corrispondente diagramma sforzi-deformazioni ottenuto con la prova a trazione eseguita secondo UNI 556. Esso deve risultare compreso tra il 75% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura R_a. Qualora lo snervamento non sia chiaramente individuabile si sostituisce $R_a(s)$ con $R_a(0,2)$.

3.6. *Modulo apparente di elasticità.*

Il modulo apparente di elasticità è inteso come rapporto fra la tensione media e l'allungamento corrispondente, valutato per l'intervallo di tensione $(0,1 \div 0,4)$ R_a.

Sono tollerati scarti del $\pm$ 7% rispetto al valore garantito.

3.7. *Tensione all'*1%.

La tensione corrispondente all'1% di deformazione totale deve risultare compreso tra l'80% ed il 95% del corrispondente valore della tensione di rottura R_a.

3.8. *Piegamenti alterni.*

La prova di piegamento alterno si esegue su fili aventi $d \leq 8$ mm secondo la UNI 5294-63 con rulli di diametro pari a 4 d.

Il numero dei piegamenti alterni a rottura non deve risultare inferiore a 4 per i fili lisci e a 3 per i fili ondulati o con impronte.

3.9. *Prova di piegamento.*

La prova di piegamento si esegue su fili aventi $d \geq 8$ mm e per le barre secondo la UNI 564.

L'angolo di piegamento deve essere di 180° e il diametro del mandrino deve essere pari a 5 volte il diametro del filo o della barra per $d \leq 26$ mm; pari a 6 volte il diametro per $d > 26$ mm.

3.10. *Resistenza a fatica.*

La prova viene condotta secondo la UNI 3964-73 con sollecitazione assiale a ciclo pulsante, facendo oscillare la tensione fra una tensione superiore σ_s e una tensione inferiore σ_i.

Il risultato della prova è ritenuto soddisfacente se la provetta sopporta, senza rompersi, almeno due milioni di cicli. La frequenza di prova deve rimanere compresa fra 200 e 2500 cicli/min.

Come alternativa a tale procedimento è possibile determinare sperimentalmente l'ampiezza limite di fatica L a $2 \cdot 10^6$ cicli, in funzione della tensione media σ_m.

3.11. *Rilassamento a temperatura ordinaria.*

Si determina il diagramma della caduta di tensione a lunghezza costante ed a temperatura $T = 20° \pm 1$°C a partire dalla tensione iniziale e per la durata stabilita.

Caratteristiche della provetta.

La provetta deve essere sollecitata per un tratto non inferiore a 100 cm; in conseguenza la lunghezza del saggio deve essere almeno 125 cm per tener conto degli organi di afferraggio. Nella zona sollecitata la provetta non deve subire alcuna lavorazione nè pulitura.

Carico iniziale.

La tensione iniziale deve essere applicata con velocità pari a 20 ± 5 kg/mm² al minuto e mantenuta per 2 minuti $\pm$ 2 secondi prima dell'inizio della misura.

Quando le necessità operative lo richiedano, è ammessa una pre-tensione inferiore al 40% della tensione iniziale ed al 30% di quella di rottura (determinata su una provetta contigua).

Il carico iniziale deve avere precisione $\pm$ 1% quando inferiore a 100 tonnellate; $\pm$ 2% quando superiore.

Precisione della misura.

La caduta di sforzo (rilassamento) va misurata con precisione $\pm$ 5%; pertanto il principio di funzionamento dell'apparato, la sensibilità dei singoli strumenti rilevatori, la posizione di questi, ecc. debbono esser tali da garantire detta precisione.

1.3. *Contrassegni di acciai controllati in stabilimento; prelievi; modalità di prova.*

Gli acciai sottoposti a controlli sistematici in stabilimento saranno contraddistinti con legature con marchio del produttore oppure mediante l'apposizione di un marchio di laminazione a caldo: i marchi devono identificare l'origine e la qualità dell'acciaio.

I prelevamenti in stabilimento di cui a punti 1.1. e 1.2. saranno effettuati, ove possibile, dalla linea di produzione.

Le relative prove sui saggi prelevati potranno essere effettuate dai tecnici del laboratorio ufficiale anche presso lo stabilimento, semprechè le attrezzature disponibili siano ritenute idonee ad esclusivo insindacabile giudizio del laboratorio ufficiale medesimo, e possibilmente in presenza di un rappresentante del produttore.

2. CONTROLLI SU SINGOLE COLATE.

Negli stabilimenti, soggetti ai controlli sistematici di cui al precedente punto 1. su acciai marcati a caldo, i produttori potranno richiedere, di loro iniziativa, di sottoporsi a controlli su singole colate, eseguiti a cura di un laboratorio ufficiale. Le colate sottoposte a controllo dovranno essere cronologicamente ordinate nel quadro della produzione globale. I controlli consisteranno nel prelievo, per ogni colata, e per ciascun gruppo di diametri da essa ricavato, di un numero n di saggi, non inferiore a dieci, sui quali si effettueranno le prove previste dal primo capoverso del punto 1.1. Le tensioni caratteristiche di snervamento e rottura verranno calcolate a mezzo delle espressioni (A), (B) e (C) nelle quali il numero n è quello dei saggi prelevati dalla colata.

Le colate marcate a caldo alle quali, sulla base di tale contro lo specifico, si vogliano attribuire proprietà meccaniche superiori a quelle desunte dal controllo sistematico della produzione, dovranno essere contraddistinte a mezzo di legatura sigillata, munita di etichetta metallica, sulla quale figurino il numero della colata ed il valore della tensione ammissibile garantito dal produttore ed accertato dal laboratorio ufficiale.

ALLEGATO 5

CONTROLLI IN STABILIMENTO DI RETI ELETTROSALDATE CON FILI LISCI O NERVATI DI ACCIAIO TRAFILATO DI DIAMETRO COMPRESO FRA 4 E 12 MM

Qualora i produttori richiedano di sottoporsi, presso i loro stabilimenti di produzione, a prove statistiche eseguite a cura di un laboratorio ufficiale, si applicheranno le modalità sottoriportate. Il controllo di qualità potrà anche essere affidato ad organismi ufficialmente riconosciuti.

1. CONTROLLI SISTEMATICI.

1.1. *Prove di qualificazione.*

Prelievo senza preavviso, presso lo stabilimento di produzione, da parte di un laboratorio ufficiale, in almeno quattro sopralluoghi di serie di 80 saggi, ricavati da 40 diversi pannelli, 2 per ogni pannello.

Ogni saggio deve consentire due prove: quella di trazione su uno spezzone di filo comprendente almeno un nodo saldato e quella di resistenza al distacco della saldatura.

Su tali campioni vengono determinati, a cura del laboratorio ufficiale, i valori delle tensioni di snervamento e rottura $R_s(0,2)$ e R_a, l'allungamento A_{10} ed effettuata la prova di resistenza al distacco.

Indicando con:

(A)

$$R_{amn}(0,2) = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} R_{ai}(0,2)}{n}, \quad R_{mn} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} R_{ai}}{n}$$

le medie dei valori delle tensioni di snervamento e rottura e con:

$$\delta(0,2) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} [R_{ai}(0,2) - R_{mn}(0,2)]^2}{n-1}},$$

(B)

$$\delta_n = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=n} (R_{ai} - R_{amn})^2}{n-1}},$$

gli scarti quadratici medi corrispondenti, si procede al calcolo delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura definite dalle espressioni:

$$R_{ak}(0,2) = R_{amn}(0,2) - \left(1,64 + \frac{10}{n}\right) \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) \cdot \delta_n(0,2),$$

(C)

$$R_{ak} = R_{amn} - \left(1,64 + \frac{10}{n}\right) \cdot \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n}}\right) \cdot \delta_n,$$

dove n, numero dei saggi considerati, è nel presente caso pari a 80.

1.2. *Prove di verifica della qualità.*

Effettuazioni di controlli saltuari, a cura del laboratorio ufficiale, ad intervalli non superiori ad un mese, su serie di 20 saggi, ricavati da 10 diversi pannelli, 2 per ogni pannello.

Sulle serie il laboratorio effettua la prova di trazione e di distacco. I corrispondenti risultati vengono aggiunti a quelli dei precedenti prelievi dopo aver eliminato la prima serie in ordine di tempo.

Si determineranno così le nuove tensioni caratteristiche sostitutive delle precedenti sempre ponendo $n = 80$.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di qualificazione o di verifica non soddisfi i requisiti di cui al prospetto V relativamente ai valori di allungamento o resistenza al distacco, il prelievo relativo al pannello di cui trattasi va ripetuto su un altro pannello della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta la ripetizione delle prove di qualificazione.

1.3. *Contrassegni delle reti controllate in stabilimento; prelievi, modalità di prova.*

Le reti, sottoposte a controlli sistematici in stabilimento, saranno contraddistinte mediante marchio sul filo nervato.

I prelevamenti in stabilimento, di cui ai punti 1.1. e 2., saranno effettuati, ove possibile, dalla linea di produzione.

Le relative prove sui saggi prelevati potranno essere effettuate dai tecnici del laboratorio ufficiale anche presso lo stabilimento, semprechè le attrezzature disponibili siano ritenute idonee ad esclusivo insindacabile giudizio del laboratorio ufficiale medesimo, e possibilmente in presenza di un rappresentante del produttore.

2. CONTROLLI SUI SINGOLI LOTTI DI FABBRICAZIONE.

Si definiscono lotti di fabbricazione partite ottenute con produzione continua di peso compreso tra 30 e 100 tonnellate.

Negli stabilimenti soggetti ai controlli sistematici, di cui al precedente punto 1., i produttori potranno sottoporre a controlli singoli lotti di fabbricazione a cura di un laboratorio ufficiale.

I controlli consisteranno nel prelievo per ogni lotto di un numero n di saggi, non inferiore a venti e ricavati da almeno dieci diversi pannelli, sui quali si effettueranno le prove previste dal 1° capoverso del punto 1.1.

Le tensioni caratteristiche di snervamento e rottura verranno calcolate a mezzo delle espressioni (A), (B) e (C) nelle quali il numero n è quello dei saggi prelevati.

I singoli lotti ai quali, sulla base di tale controllo specifico, si vogliano attribuire proprietà meccaniche superiori a quelle desunte dal controllo sistematico della produzione, dovranno essere contraddistinte a mezzo di legatura sigillata, munita di etichetta metallica sulla quale figurino gli estremi della partita e il valore della tensione ammissibile garantito dal produttore ed accertato dal laboratorio ufficiale.

ALLEGATO 6

CONTROLLI DELL'ADERENZA

Le barre devono superare con esito positivo prove di aderenza secondo il metodo Beam-test da eseguirsi presso un laboratorio ufficiale con le modalità specificate nella CNR-UNI 10020-71. La tensione di aderenza τ_d valutata secondo la CNR-UNI 10020-71 verrà riferita ad una resistenza nominale del conglomerato di 275 kg/cm², mediante l'applicazione della seguente formula di correzione, valida nell'intervallo:

$$225 \leq R'_b \leq 325 \ [\text{kg/cm}^2]$$

$$\tau_c = \tau_d - (R'_b - 275) \cdot 0{,}2 \ [\text{kg/cm}^2]$$

essendo:

τ_c la tensione di aderenza corretta,
τ_d la tensione di aderenza rilevata sperimentalmente,
R'_b la resistenza del conglomerato all'atto della prova.

Nel certificato di prova devono essere descritte le caratteristiche geometriche della sezione e delle nervature.

Le prove devono essere estese ad almeno tre diametri scelti come segue:

uno nell'intervallo $5 \leq d \leq 10$ mm,
uno nell'intervallo $12 \leq d \leq 18$ mm,

il diametro massimo.

Non è richiesta la ripetizione delle prove di aderenza, per le singole partite, quando se ne possa determinare la rispondenza nei riguardi delle caratteristiche e delle misure geometriche, con riferimento alla serie di barre che hanno superato le prove stesse con esito positivo.

Le tensioni tangenziali di aderenza τ_m e τ_r, desunte dalla prova, come media dei risultati ottenuti sperimentando almeno quattro travi per ogni diametro, devono soddisfare le condizioni seguenti:

$$\tau_m \geq \tau^*_m = 80 - 1{,}2\, d,$$

$$\tau_r \geq \tau^*_r = 130 - 1{,}9\, d,$$

dove:

τ_m, τ^*_m, τ_r e τ^*_r sono espressi in kg/cm² e d è espresso in mm.

Per accertare la rispondenza delle singole partite nei riguardi delle proprietà di aderenza, si calcolerà per un numero significativo di barre il valore dell'indice di aderenza I_R definito dall'espressione:

$$I_R = \frac{2a_m \, l_R \cos(90^\circ - \beta^\circ)}{\pi \, d_n \, c},$$

confrontando quindi il valore medio di I_R con il corrispondente valore $I_R\ (L)$ valutato sulle barre provate in laboratorio.

La partita è ritenuta idonea se è verificata ineguaglianza (A):

$$\frac{I_R}{I_R\ (L)} \geq \frac{\tau^*_m}{\tau_m}, \qquad \text{(A)}$$

essendo:

- τ^*_m = valore limite di τ_m quale sopra definito per il diametro considerato,
- τ_m = valore desunto nelle prove di laboratorio,
- d_n = diametro nominale della barra,
- c = interasse delle nervature,
- a_m = altezza media delle nervature,
- β^0 = inclinazione delle nervature sull'asse della barra,
- l_R = lunghezza delle nervature,

I_R = valore di I_R determinato sulle barre della fornitura considerata,

$I_R (L)$ = valore di I_R determinato sulle barre provate in laboratorio.

$I_R \geq 0,048$ per $d \leq 6$ mm
$I_R \geq 0,055$ per 6 mm $< d \leq 8$ mm
$I_R \geq 0,060$ per 8 mm $< d \leq 12$ mm
$I_R \geq 0,065$ per $d \geq 12$ mm

Qualora il profilo comporti particolarità di forma non contemplate nella definizione di I_R (ad esempio nocciolo non circolare), l'ineguaglianza (A) dovrà essere verificata per i soli risalti o nervature.

ALLEGATO 7

CONTROLLI SUI LATERIZI

Le resistenze di cui al punto 5.2.3. della Parte I[a] devono essere determinate mediante prove di compressione presso un laboratorio ufficiale. Il carico dovrà agire nella direzione dei fori e la dimensione del provino, misurata secondo tale direzione, dovrà essere pari all'altezza (dimensione dell'elemento in direzione perpendicolare al piano della struttura) del blocco, o superarla al massimo del 25%. Se necessario, si procederà al taglio del blocco stesso.

Qualora si operi su blocchi la cui larghezza ecceda i 30 cm, ciascun elemento verrà suddiviso in due parti eguali e simmetriche mediante un taglio parallelo alla direzione dei fori; le porzioni in aggetto dei setti dovranno essere eliminate.

La resistenza del blocco si otterrà mediando i risultati ottenuti dalle prove sui due semiblocchi.

Le facce normali alla direzione del carico devono essere preventivamente spianate con smerigliatrice, in modo che gli errori di planarità siano non maggiori di 0,05 mm. Entro questo stesso limite devono essere contenuti i difetti di planarità e le deformazioni flessionali delle piastre della macchina di prova.

Il gradiente di carico unitario riferito alla superficie netta non deve superare 20 kg/cm² al secondo.

Nel caso in cui venga effettuata la prova su almeno 30 blocchi la resistenza caratteristica viene ricavata mediante la seguente formula:

$$R'_k = R'_m - 1,64\ \delta$$

nella quale è:

R'_m = la media aritmetica delle resistenze unitarie dei singoli blocchi,

δ = lo scarto quadratico medio.

Nel caso in cui il numero dei blocchi sia compreso tra 10 e 29 il coefficiente moltiplicatore di δ assumerà il valore k riportato nella tabella di cui al punto 3.2. dell'allegato 2.

In entrambi i casi qualora il valore δ calcolato risultasse inferiore a 0,08 R'_m si dovrà introdurre nella formula questo ultimo valore.

Nel caso infine in cui la prova venga effettuata su un numero di blocchi compreso fra 6 e 9 la resistenza caratteristica viene assunta pari al minimo dei seguenti due valori:

a) 0,80 R'_m — 80 [kg/cm²]

b) il valore minimo della resistenza unitaria del singolo blocco.

(8568)

ANTONIO SESSA, *direttore* DINO EGIDIO MARTINA, *redattore*

L. 450 (6651109/5) Roma - Istituto Poligrafico dello Stato - S. (c. m. 411200762140)